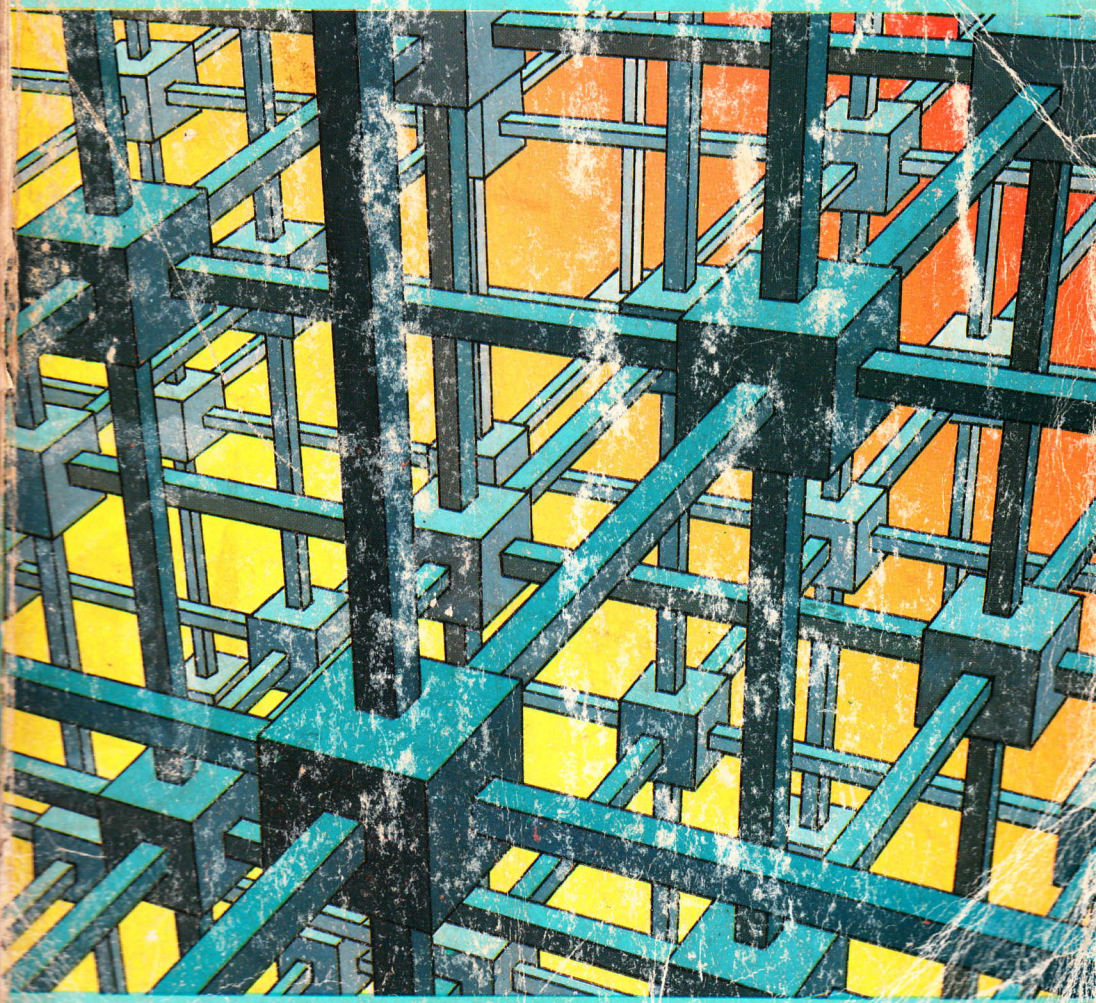
Wolfgang Schueller

Struktur Bangunan Bertingkat Tinggi



PT ERES CO

690.8
SCH
S

Wolfgang Schueller

Struktur Bangunan Bertingkat Tinggi

FUMIGASI
T.A.
1998/1999

PENERBIT PT ERESCO BANDUNG-1989

Proyek Pembinaan Perpustakaan
Jawa Timur
T. A. 1995 / 1996

MILIK
PERPUSTAKAAN DAERAH
JAWA TIMUR
Nomor : 2.759/P D/P /1996
Tanggal : 25 - 3 - 1996

Perpustakaan Daerah
Jawa Timur
1000008555

TK. 01.01.89
STRUKTUR BANGUNAN BERTINGKAT TINGGI
Judul Asli : HIGH-RISE BUILDING STRUCTURES
Pengarang : Wolfgang Schueller
Penerjemah : Januar Hakim
Editor : Tjun Surjaman
Desain Sampul : Mustaghfirin
Cetakan pertama 1989

Diterbitkan oleh PT ERESCO -- Anggota IKAPI
Hak cipta dilindungi undang-undang; Tidak diperkenankan memperbanyak penerbitan ini dalam bentuk apapun tanpa izin tertulis dari penerbit.

Seorang arsitek yang peka terhadap gaya-gaya di atas beserta sumbernya dan menyadari sifat keteraturan struktur akan mampu menanggapi dengan suatu tata letak yang dapat diterima akal pada tahap awal perancangan. Ia akan dapat berkomunikasi dengan seorang insinyur struktur karena mampu berbicara dalam bahasa insinyur itu. Artinya, seorang arsitek yang mempunyai pengertian dasar tentang asas-asas keteknikan dapat benar-benar bekerja sama dengan ahli struktur untuk mencapai pemecahan yang optimum.

Unsur-unsur struktur adalah tulang punggung yang penting untuk "badan" bangunan, dan seorang arsitek yang mampu mengendalikan unsur-unsur struktur dan menampilkannya untuk mengungkapkan hakikat bangunanlah yang dapat mengidentifikasi dan mencerminkan tujuan pembangunannya sebagai suatu wadah untuk interaksi berbagai sistem kegiatan yang berbeda.

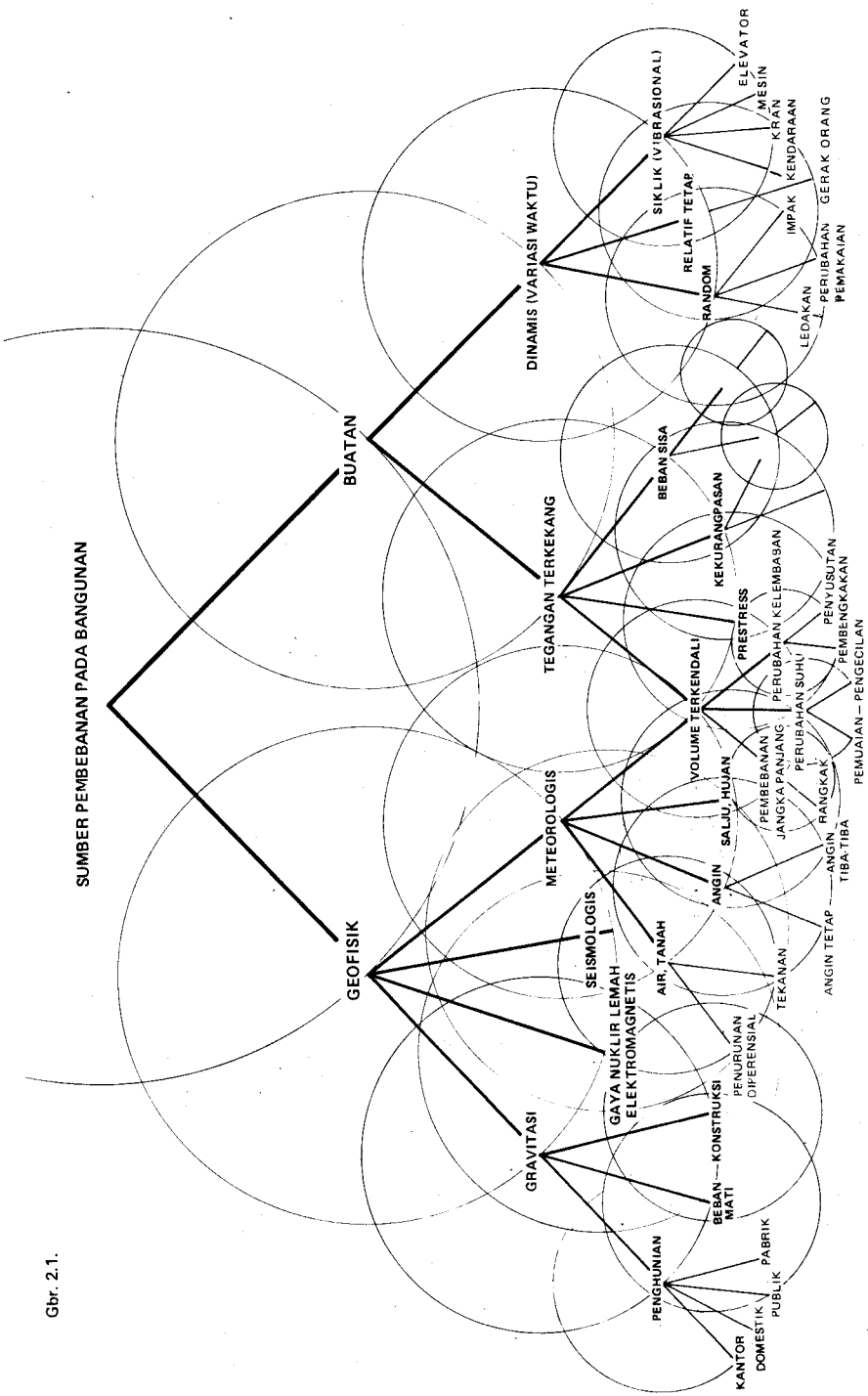
BAB II
AKSI BEBAN PADA BANGUNAN TINGGI

Beban yang bekerja pada suatu struktur ditimbulkan secara langsung oleh gaya-gaya alamiah atau manusia; dengan kata lain, terdapat dua sumber dasar beban bangunan: geofisik dan buatan manusia (Gbr. 2.1.).

Gaya-gaya geofisik, yang dihasilkan oleh perubahan-perubahan yang senantiasa berlangsung di alam dapat dibagi lagi menjadi gaya-gaya gravitasi, meteorologi, dan seismologi. Karena gravitasi, maka berat bangunan itu sendiri akan menghasilkan gaya struktur yang dinamakan beban mati, dan beban ini akan tetap sepanjang usia bangunan. Perubahan dalam penggunaan bangunan akan tunduk pada efek gravitasi sehingga menghasilkan perbedaan pembebanan sepanjang waktu tertentu. Beban meteorologi berubah menurut waktu dan tempat serta tampil berwujud angin, suhu, kelembaban, hujan, salju, dan es. Gaya-gaya seismologi dihasilkan oleh gerak tanah yang tak teratur (mis. gempa).

Pembebanan yang sumbernya buatan manusia dapat berupa ragam kejutan yang ditimbulkan oleh kendaraan bermotor, elevator (lift), mesin, dan sebagainya, atau dapat pula oleh pergerakan manusia dan barang, ataupun akibat ledakan dan benturan. Selanjutnya, gaya-gaya dapat terkurung di dalam struktur (locked-in stresses) selama proses pembuatan dan pelaksanaannya. Kekuatan bangunan mungkin akan menuntut penggunaan praktekan sehingga menginduksi gaya.

Sumber geofisik dan buatan untuk beban bangunan bergantung saku sama lain. Massa, ukuran, besaran, bentuk, dan bahan suatu bangunan mempengaruhi aksi gaya geofisik. Misalnya, apabila unsur-unsur bangunan dikekang reaksinya terhadap perubahan suhu dan kelembaban, maka gaya-gaya akan diinduksi ke dalam bangunan.



Gbr. 2.1.

Telaah saksama pada reaksi teoretis bangunan terhadap beban harus dilakukan untuk menjamin agar persoalan-persoalan di masa mendatang dapat ditiadakan dan efisiensi struktur dapat dicapai. Seorang perancang harus mengerti gaya-gaya dan aksi beban yang ditimbulkannya sehingga bangunan akan aman dan dapat berguna. Bagian-bagian berikutnya akan menjelaskan gaya-gaya dan aksi bebannya pada bangunan.

BEBAN MATI

Beban dapat dikelompokkan ke dalam dua kelompok utama bergantung pada gaya gravitasi yang bekerja pada suatu bangunan: statis dan dinamis. Beban dinamis bersifat sementara; beban ini berubah menurut perubahan waktu dan musim atau menurut fungsi ruangan di dalam atau pada suatu struktur.

Beban mati dapat dinyatakan sebagai gaya statis yang disebabkan oleh berat setiap unsur di dalam struktur. Gaya-gaya yang menghasilkan beban mati terdiri dari berat unsur pendukung beban dari bangunan, lantai, penyelesaian langit-langit, dinding partisi tetap, penyelesaian fasade, tangki simpan, sistem distribusi mekanis, dan seterusnya. Gabungan beban semua unsur ini menjadikan beban mati dari suatu bangunan.

Tampaknya untuk menentukan berat bahan-bahan, yaitu beban mati struktur, adalah masalah yang mudah. Akan tetapi, penaksiran beban mati dapat meleset sekitar 15 sampai 20 persen atau lebih karena adanya berbagai masalah dalam membuat suatu analisis yang tepat mengenai beban (Acuan 2.1a). Pada tahap rancangan awal tidaklah mungkin bagi seorang analis struktur untuk memperkirakan berat beban bangunan yang telah dipilih dengan tepat. Bahan-bahan nonstruktural khusus untuk dipilih di antaranya termasuk panel-panel fasade prefab, fikstur ringan, sistem langit-langit, pipa, *duct*, kabel listrik, dan komponen-komponen dari persyaratan interior khusus. Berat unsur pengaku dan sistem-sistem sambungan untuk struktur baja ditaksir berdasarkan persentase Berat unit bahan yang diberikan oleh produsen atau kode pabrik tidak selalu sesuai dengan berat barang yang diproduksi. Ukuran nominal unsur bangunan dapat berbeda dari ukuran sebenarnya; perancah untuk beton cor-di-tempat bisa mempunyai ketidaktepatan sebesar ½ inci.

Beberapa contoh di atas memperlihatkan bahwa apabila informasi yang tepat tidak diperoleh, maka beban mati tidak dapat diperkirakan secara tepat pula.

BEBAN HIDUP

Beban hidup berbeda dengan beban mati karena sifatnya: beban ini berubah-ubah dan sulit diprakirakan. Perubahan beban hidup terjadi tidak hanya sepanjang waktu, tetapi juga sebagai fungsi tempat. Perubahan ini bisa berjangka pendek ataupun panjang sehingga menjadi hampir mustahil untuk memprakirakan beban-beban hidup secara statis.

Beban yang disebabkan oleh isi benda-benda di dalam atau di atas suatu bangunan dinamai beban penghunian (occupancy load). Beban-beban ini mencakup beban peluang untuk berat manusia, perabot, partisi yang dapat dipindahkan, lemari besi, buku, lemari arsip, perlengkapan mekanis (seperti komputer, business machines), kendaraan bermotor, perlengkapan industri, dan semua beban semipermanen atau beban sementara lainnya yang berpengaruh terhadap sistem bangunan, tetapi bukan bagian dari struktur dan tidak dianggap sebagai beban mati.

Dengan adanya hal-hal yang tak terduga dari bangunan tinggi, maka hampir mustahil untuk memperkirakan keadaan beban hidup yang mungkin terjadi yang akan mempengaruhi struktur. Akan tetapi, melalui pengalaman, penyelidikan, dan analisis, nilai beban yang dianjurkan untuk berbagai penggunaan telah dikembangkan. Hasilnya berbentuk daftar tabel beban yang dimuat dalam persyaratan bangunan dan berisi faktor keamanan empiris yang menyatu untuk mengimbangi kemungkinan keadaan beban maksimum.

Nilai-nilai beban itu berupa beban merata ekuivalen dan beban terpusat yang telah diketahui sebelumnya. Beban merata ekuivalen mencerminkan keadaan beban pemakaian yang sesungguhnya. Nilai-nilai ini, yang ditetapkan berdasarkan perkiraan beban yang sesungguhnya, tampaknya agak konservatif. Penyelidikan yang dilakukan berdasarkan beban penggunaan sesunguhnya di berbagai gedung perkantoran menunjukkan beban maksimum sebesar 40 psf (pound pesquare foot) sedangkan nilai rancangan yang disarankan adalah 80 psf. Suatu penyelidikan beban terhadap apartemen menunjukkan bahwa intensitas beban maksimum yang diukur dalam jangka waktu 10 tahun adalah kira-kira 26 psf; akan tetapi, nilai yang lazim untuk rancangan adalah 40 psf (Acuan 2.1a).

Beban terpusat menunjukkan kemungkinan adanya aksi beban tunggal pada tempat-tempat kritis seperti pada tangga, langit-langit, garasi (misalnya dongkrak untuk mengganti ban), dan daerah-daerah bahaya lainnya yang akan mendapat perlakuan gaya tekan terpusat yang tinggi.

Walaupun tampaknya peraturan yang ada terlalu kaku, selalu akan ada unsur-unsur tak terduga yang harus dipertimbangkan. Peraturan faktor keamanan minimum harus menjamin keadaan yang tak terduga seperti berdesaknya manusia karena adanya upacara, latihan kebakaran, atau kelebihan beban pada bagian-bagian bangunan yang disebabkan oleh perubahan pemakaian atau perubahan susunan perabot dan dinding sehingga akan menimbulkan beban berlebih di daerah tertentu.

Kemungkinan terjadinya beban penghunian yang serentak pada setiap kaki persegi di setiap lantai yang didukung oleh sebuah kolom sangat kecil. Pembebanan yang sesungguhnya terdiri atas luas lantai yang berbeda dengan kondisi pembebanan yang berbeda pula. Pada umumnya, semakin kecil luas lantai, semakin besar intensitas beban potensialnya. Beban penghunian pada lantai tidak pernah merata. Hal ini dipertimbangkan dalam persyaratan bangunan berupa izin menggunakan faktor pengurangan beban hidup, misalnya pada New York State Building Construction

Code (Acuan 2.17) yang dikutip di bawah ini. Persyaratan ini membolehkan beban penghunian sebesar 80 persen pada tiga lantai teratas suatu bangunan dan pengurangan sebesar 5 persen untuk setiap penurunan lantai berikutnya sampai sekurang-kurangnya 50 persen dari beban yang diperkirakan. Perhatikan bahwa angka 0,08 persen memungkinkan kenaikan dalam persentase pengurangan dengan kenaikan yang sebanding dalam jumlah luas daerah penyumbang beban.

C 304–2 **Beban hidup**

C 304–2.1. Umum

b. Apabila tidak terjadi beban terpusat, unsur-unsur struktur (kolom) dan lantai yang membentang antara kolom harus dirancang untuk mendukung beban merata atau beban terpusat yang ditunjukkan pada Tabel C 304–2.2, atau yang mana saja yang memberi tegangan lebih besar.

c. Untuk beban hidup tersebar merata yang bekerja pada balok yang mendukung luas lantai tertentu selain daerah gudang dan parkir kendaraan, dapat dilakukan pengurangan sebagai berikut: Apabila beban mati tidak lebih dari 25 psf, poengurangan R tidak boleh lebih dari 20 persen. Apabila beban mati melebihi 25 psf dan beban hidup tidak melebihi 100 psf, maka pengurangan tidak boleh lebih dari yang terkecil di antara ketiga kriteria berikut:

   60%

   0,08% untuk setiap kaki persegi luas lantai yang didukung

   100% kali (beban mati psf ditambah beban hidup psf dibagi dengan (4,33 kali beban hidup psf).

$$R = 100\ \frac{DL + LL}{4{,}33\ LL} = 23{,}1\frac{(1 + DL)}{LL}$$

Catatan: DL = dead load (beban mati)
LL = live load (beban hidup)

d. Untuk kolom, balok, kolom pendukung, dinding pendukung, dan dinding pondasi yang mendukung 150 kaki persegi atau lebih dari luas atap atau lantai selain ruang simpan dan parkir, beban hidup yang merata yang bekerja pada elemen-elemen ini tidak boleh kurang dari persentase beban hidup berikut:
   80% pada atap
   80% pada lantai langsung di bawah atap
   80% pada lantai kedua di bawah atap
   5% pengurangan untuk setiap lantai (75% dari lantai ketiga dan 55% ke lantai ketujuh di bawah atap,
   50% pada lantai kesembilan, kesepuluh, dan lantai-lantai berikutnya di bawah atap.

Peraturan tidak menganggap bahwa beban hidup yang bekerja pada elemen bangunan dikurangi karena kemampuan struktur bangunan yang sinambung untuk menyebar kembali pembebanan ketika berubah bentuk. Sebaliknya kapasitas beban bangunan menjadi berkurang karena mengalami kelelahan akibat bertahun-tahun melawan beban angin, getaran, perubahan suhu, penurunan dan perubahan terus-menerus dari gaya-gaya lingkungan. Akan tetapi, bahan batu dan beton memiliki keunggulan dalam hal bertambahnya kekuatan sejalan dengan usia sehingga meningkatkan kapasitas bebannya.

Dari segi pandang struktur, pemilihan sistem struktur yang memadai bergantung pada pemahaman terhadap tiga faktor:
- Beban yang akan dipikul
- Sifat bahan konstruksi
- Aksi struktur yang mengarahkan gaya-gaya beban melalui komponen struktur ke tanah

Dengan mempertimbangkan ketiga unsur di atas, seorang perancang struktur menggunakan model sebenarnya untuk memperkirakan perilaku struktur dan bahan; akan tetapi, nilai-nilai peraturan empiris digunakan untuk memperkirakan intensitas pembebanan. Hal ini tampak bertentangan karena di satu pihak ekonomi konstruksi dan bahan bangunan dipertimbangkan, sedangkan di lain

pihak diabaikan. Penelitian akan diperlukan di masa yang akan datang untuk memungkinkan perkiraan yang lebih tepat terhadap kondisi pembebanan sebenarnya.

BEBAN KONSTRUKSI

Unsur struktur pada umumnya dirancang untuk beban mati dan beban hidup; akan tetapi, unsur tersebut dapat dibebani oleh beban yang jauh lebih besar dari beban rencana ketika bangunan didirikan. Beban ini dinamakan beban konstruksi dan merupakan pertimbangan yang penting dalam rancangan unsur struktur.

Setiap kontraktor telah mengembangkan suatu proses konstruksi yang telah terbukti ekonomis baginya. Walaupun seorang arsitek dapat merancang suatu bangunan yang cocok untuk suatu sistem konstruksi tertentu, mungkin saja ia tidak mengetahui kebiasaan-kebiasaan pribadi kontraktor tersebut. Biasanya para kontraktor menumpuk perlengkapan dan materi yang berat di suatu tempat yang tidak luas pada struktur. Hal ini menyebabkan beban-beban terpusat yang jauh lebih besar daripada beban rencana untuk struktur tersebut. Keruntuhan struktur banyak terjadi karena hal ini.

Masalah besar dalam konstruksi beton akan timbul apabila kontraktor lalai menyediakan waktu yang cukup untuk pematangan beton sebelum perancah diangkat. Beton akan bertambah kuat dengan bertambahnya waktu; tetapi karena waktu adalah uang bagi kontraktor, sering kali ia membongkar perancah beton sebelum beton tersebut mencapai kuat rencana, sedangkan unsur struktur tersebut memikul beban yang tidak mampu dipikulnya. Maka akibatnya adalah keruntuhan struktur.

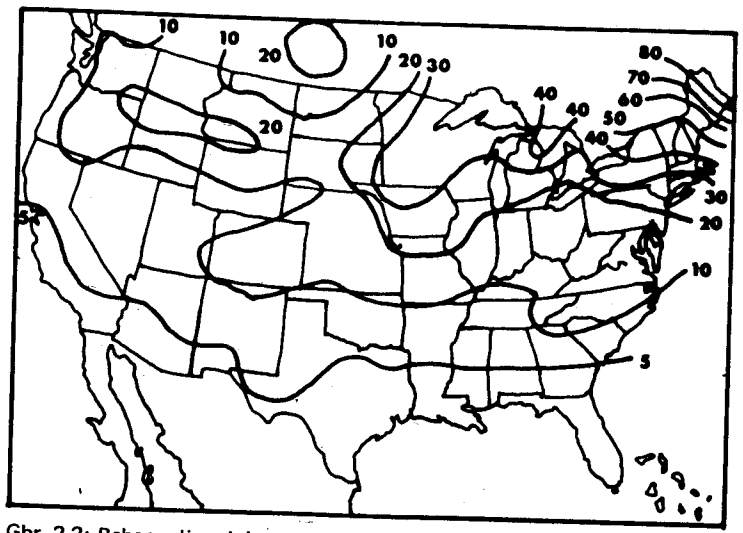
Beban konstruksi juga harus diperhitungkan untuk suatu balok yang dirancang untuk berlaku secara komposit dengan plat beton, dengan anggapan tidak ada penopangan sementara yang digunakan dalam proses konstruksi. Dalam hal ini, balok harus diperiksa dalam kaitannya dengan pemikulan beban dalam

aksi nonkomposit.

Untuk beton pracetak, masa yang paling kritis adalah ketika mengangkat unsur panel yang berat dari perancahnya. Jumlah titik angkat dan penempatannya harus diketahui. Demikian pula, karena unsur ini harus dirancang untuk berbagai kemungkinan peletakan pada saat penanganan dan pembangunan, gaya-gaya benturan dan tekanan harus diperhitungkan.

BEBAN SALJU, HUJAN, DAN ES

Pengamatan mengenai kedalaman dan kerapatan salju selama beberapa tahun menghasilkan perkiraan yang layak tentang beban salju maksimum. Biro Cuaca Amerika Serikat (US Weather



Gbr. 2.2: Beban salju minimum

Bureau) (Gbr. 2.2) menunjukkan beban salju minimum untuk berbagai daerah dalam pon per kaki persegi (psf), yang berkisar dari 5 psf di bagian selatan hingga 80 psf di bagian timur laut Amerika Serikat. Satu inci salju mempunyai berat 0,5 sampai 0,7 psf, bergantung pada kerapatannya. Lihatlah peraturan bangunan setempat untuk memperoleh keterangan mengenai karakteristik salju di suatu daerah tertentu.

Beban salju hanya perlu dipertimbangkan untuk atap dan daerah lain pada bangunan yang mengumpulkan salju seperti pada pelataran terbuka, balkon, dan teras. Beban salju, seperti disyaratkan oleh peraturan, didasarkan atas salju maksimum pada tanah. Pada umumnya beban ini lebih tinggi daripada beban salju yang bekerja pada atap karena angin akan meniup salju yang longgar dari atap atau salju akan mencair dan menguap karena kehilangan panas melalui kulit atap. Persyaratan bangunan biasanya membolehkan pengurangan persentase dari nilai beban pada atap pelana karena salju dapat meluncur dari atap tersebut. Akan tetapi, beberapa kondisi atap dapat mempengaruhi perilaku angin yang kemudian menghasilkan akumulasi beban salju setempat.

Sungguhpun unsur air jarang diperhitungkan ketika membuat perhitungan beban hidup, faktor ini harus diperhatikan ketika sedang merancang. Beban hujan pada umumnya tidak sebesar beban salju, tetapi haru diingat bahwa adanya akumulasi air yang mempunyai berat jenis 62,4 lb/ft^3 akan menghasilkan beban yang cukup besar. Beban yang besar terjadi pada atap datar karena saluran yang mampat. Dengan menggenangnya air, atap akan mengalami lendutan sehingga air akan semakin mengumpul dan mengakibatkan lendutan yang semakin besar. Proses ini dinamai genangan (ponding) dan akhirnya dapat menyebabkan runtuhnya atap.

Es akan mengumpul pada bagian-bagian unsur yang menonjol, terutama pada unsur ornamen luar yang bila tidak ada es tidak dibebani selain oleh beratnya sendiri. Itulah sebabnya unsur-unsur tersebut harus dirancang untuk menahan beban es yang berat. Selanjutnya, gumpalan es pada struktur rangka terbuka

akan meningkatkan luas, demikian pula berat, sehingga menghasilkan tekanan angin yang lebih tinggi.

BEBAN ANGIN

Pencakar-pencakar langit yang pertama tidak rentan terhadap akibat-akibat aksi lateral yang rumit yang disebabkan oleh angin. Berat dinding pendukung batu begitu besarnya sehingga aksi angin tidak dapat mengatasi gaya-gaya gravitasi yang ada pada struktur tersebut. Bahkan ketika sistem pendukung diganti oleh struktur rangka kaku pada akhir abad ke-18, gravitasi tetap merupakan faktor penentu utama. Fasade batu yang berat dengan bukaan-bukaan kecil, kolom-kolom berjarak rapat, unsur-unsur rangka yang masif dan tersusun berlapis-lapis, demikian pula dinding partisi yang berat masih menghasilkan bobot sehingga aksi angin tidak menjadi masalah yang penting.

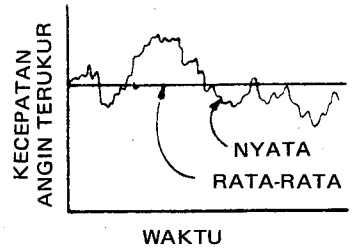
Pencakar langit dinding kaca pada akhir tahun 1950-an dengan interior ruang terbuka yang optimum serta berat yang relatif kecil adalah yang pertama kali berhadapan dengan gaya-gaya angin yang rumit. Dengan diperkenalkannya rangka baja ringan, berat tidak lagi menjadi faktor yang membatasi ketinggian potensial bangunan. Akan tetapi, era bangunan tinggi telah membawa persoalan-persoalan baru. Untuk mengurangi bobot mati dan menciptakan ruang yang lebih besar dan fleksibel, dikembangkanlah balok-balok yang membentang lebih panjang dan partisi-partisi interior yang tidak memikul beban yang dapat dipindah-pindahkan dan dinding tirai yang tidak memikul beban. Semua temuan ini telah menghilangkan kekakuan struktur sehingga kini kekakuan laterai (y.i. ayunan lateral) suatu bangunan bisa merupakan pertimbangan yang lebih penting daripada kekuatannya. Aksi angin telah menjadi masalah yang besar bagi perancangan bangunan tinggi.

Untuk memahami angin dan memprakirakan perilakunya secara ilmiah yang tepat mungkin mustahil. Aksi angin pada

bangunan bersifat dinamis dan dipengaruhi oleh faktor-faktor lingkungan seperti kekasaran dan bentuk permukaan, bentuk kerampingan dan tekstur fasade struktur itu sendiri serta peletakan bangunan yang berdekatan. Bagaimana unsur-unsur ini dapat mempengaruhi kecepatan, arah, dan perilaku angin ketika bekerja pada bangunan?

Kecepatan angin

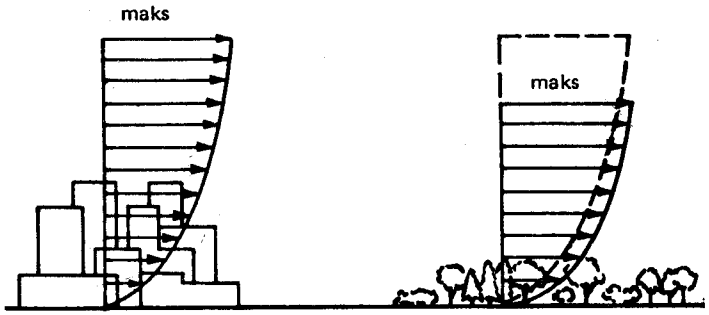
Sifat dinamis angin dilukiskan pada Gbr. 2.3. Kecepatan angin dicatat pada ketinggian tertentu pada suatu bangunan dan menunjukkan dua fenomena: kecepatan angin rata-rata konstan yang umum dan kecepatan angin yang tiba-tiba berubah. Maka angin mempunyai dua komponen, yang satu statis dan yang lainnya dinamis.



Gbr. 2.3

Kecepatan angin rata-rata pada umumnya bertambah dengan bertambahnya ketinggian seperti diperlihatkan pada Gbr. 2.4. Akan tetapi, tingkat pertambahan kecepatan rata-rata adalah fungsi dari kekasaran permukaan tanah karena perjalanan angin dihambat di dekat permukaan tanah oleh gaya gesek. Semakin banyak pengaruh benda-benda sekitar (y.i. pepohonan, bentuk permukaan tanah, bangunan), semakin meningkat pula ketinggian tempat terjadinya kecepatan maksimum V_{max} (Acuan 2.7).

Proyek Pembinaan Perpustakaan
Jawa Timur
T. A. 1995 / 1996



Gbr. 2.4

Pembebanan angin dikaitkan dengan persyaratan bangunan

Penelitian yang saksama terhadap prakiraan aksi angin pada bangunan tinggi sekarang sedang dilakukan. Meskipun demikian, persyaratan bangunan masih mencerminkan pendekatan yang statis terhadap aksi dinamis angin. Nilai tekanan angin ditentukan sebagai fungsi dari kecepatan angin rata-rata tahunan maksimum dalam mil per jam, 30 kaki di atas permukaan tanah, untuk selang kejadian 50 tahun. Nilai angin regional maksimum diterbitkan oleh Biro Cuaca AS.

Tekanan yang dihasilkan oleh angin pada sebuah bangunan dihitung menurut rumus

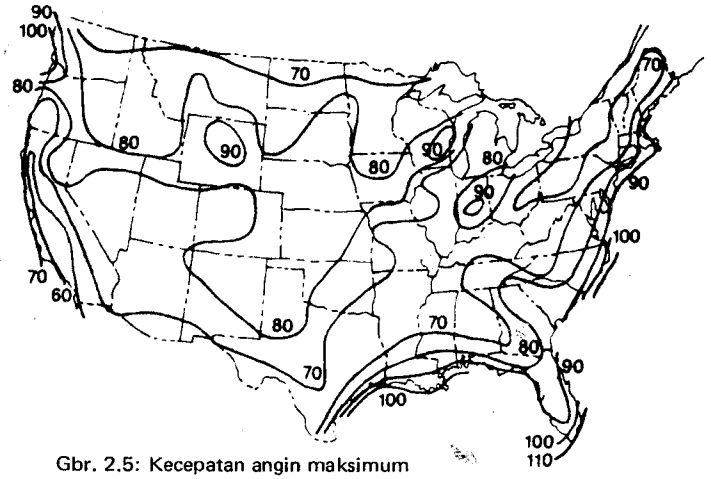
$$p = 0{,}002558\,(C_D)\,(V)^2 \qquad (2.1)$$

di mana p = tekanan (psf) pada permukaan bangunan

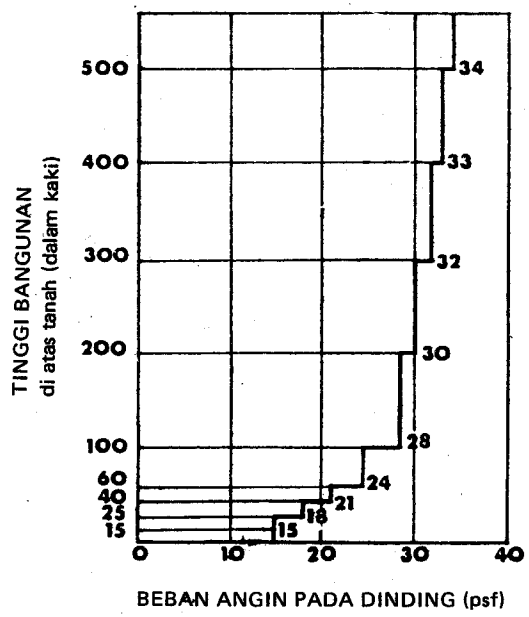
C_D = koefisien bentuk

V = kecepatan rata-rata maksimum (mil per jam)

Koefisien bentuk C_D bergantung pada bentuk bangunan dan kemiringan atap. Untuk bangunan persegi, C_D = 1,3 termasuk efek tekanan yang bekerja pada muka datangnya arah angin (0,8) dan efek isap yang terdapat pada muka belakang bangunan



Gbr. 2.5: Kecepatan angin maksimum 30 kaki di atas tanah (mph)



Gbr. 2.6: New York State Code Minimum Wind Loods for Rectan (Beban Angin Minimum untuk Bangunan Persegi)

(0,5) dari struktur itu. New York State Building Construction Code memberikan beban angin minimum yang disyaratkan sebagai fungsi ketinggian bangunan. Nilai-nilai persyaratan tersebut (Gbr. 2.6) adalah untuk bangunan dengan denah persegi dan berdasarkan kecepatan angin rata-rata sebesar 75 mph (miles per hour, mil per jam) pada ketinggian 30 kaki di atas tanah.

Apabila digunakan rumus sebelumnya, tekanan angin yang bekerja pada bangunan persegi setinggi 30 kaki di atas tanah dengan kecepatan $V = 75$ mph adalah

$$p = 0{,}002558\ (1{,}3)\ (75)^2 = 18{,}7 \text{ psf}$$

Nilai tekanan ini sesuai dengan persyaratan yang diharuskan di atas.

Untuk bangunan dengan bentuk denah heksagonal atau oktagonal, nilai tabular dapat dikurangi dengan 20%. Untuk bangunan dengan denah berbentuk bulat atau elips, nilai tersebut dapat dikurangi sampai 40%.

Pendekatan persyaratan ini tidak tepat untuk memprakirakan kerumitan aksi angin yang sebenarnya karena tidak mempertimbangkan sifat dinamis dari efek embusan ataupun dampak konteks fisik pada perilaku angin.

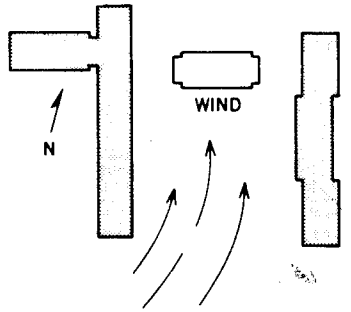
Para perancang harus mengembangkan pemahaman konseptual yang lebih baik terhadap sifat dinamis dari perilaku angin. Jenis-jenis aksi angin utama yang mempengaruhi bangunan tinggi akan dibahas pada bagian-bagian selanjutnya.

Topografi sebagai penentu tekanan angin

Suatu studi yang dilakukan oleh Earth Sciences Building di Massachusettes Institute of Technology memperlihatkan adanya berbagai jenis aksi angin dan memberikan gambaran yang berharga terhadap unsur-unsur topografi yang mempengaruhi pergerakan udara (Acuan 2.15).

MIT Center terletak di tengah-tengah lapangan yang luas di sebelah utara Sungai Charles. Pada arah timur dan barat terdapat

jajaran bangunan yang lebih rendah berlantai empat sampai lima. Ketika itu diamati bahwa aliran udara bertekanan tinggi bertiup dari arah sungai dan bergerak ke utara melalui lapangan tersebut bahkan sebelum menara tersebut dibangun (Gbr. 2.7).



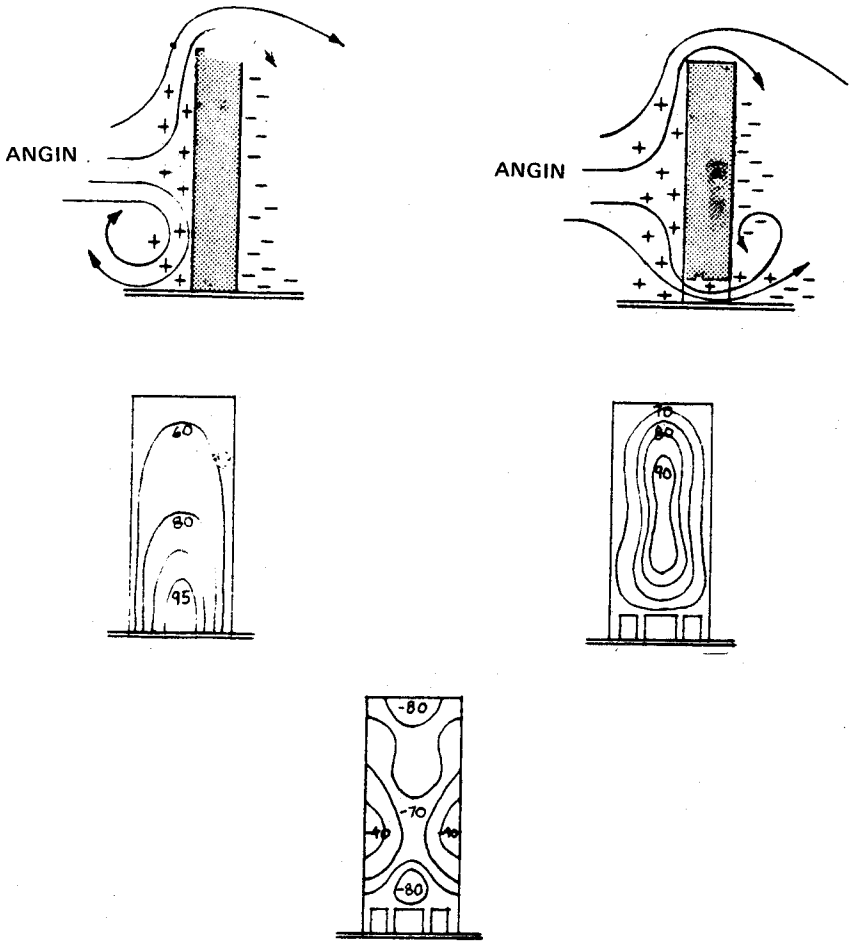
Gbr. 2.7: MIT Center

Sejak dibangun, MIT Center mengalami kecepatan angin yang luar biasa tingginya di sekeliling dan melalui bangunan. Yang sangat kritis adalah gaya angin yang bertiup pada arkade setinggi 21 kaki di dasar bangunan. Kadang-kadang kecepatan angin sedemikian rupa sehingga para pejalan kaki mengalami kesulitan untuk berjalan di samping bangunan atau membuka pintunya. Selanjutnya, untuk menjelaskan kejadian-kejadian ini dilakukan telaah terowongan angin dengan menggunakan model berskala. Hasilnya direkam sebagai berikut.

Ketika massa udara positif bertekanan tinggi bergerak dari Sungai Charles melalui lapangan, ia dihadang oleh MIT Center sehingga tercipta daerah bertekanan tinggi pada muka datangnya angin. Penelitian terowongan angin (Gbr. 2.86) menunjukkan bahwa tekanan angin paling tinggi terjadi di tengah-tengah muka datangnya angin, di mana gerak angin hampir berhenti, berkurang, sementara kecepatan angin meningkat ke arah ujung permukaan.

Letak arkade penting mengingat bukaannya ditempatkan menghadap arah datangnya angin pada titik tekanan angin maksimum biasanya diamati (Gbr. 2.8a). Selain itu, bukaan tersebut

menciptakan titik pelepasan (exit) massa udara bertekanan tinggi ke daerah yang berciri tekanan rendah karena letaknya pada bagian belakang bangunan (Gbr. 2.8c). Dalam memadukan temuan-temuan ini amatlah mudah untuk memahami mengapa kecepatan angin yang direkam arkade bangunan dan sekelilingnya kadang-kadang dua kali lipat kecepatan angin di daerah tersebut.



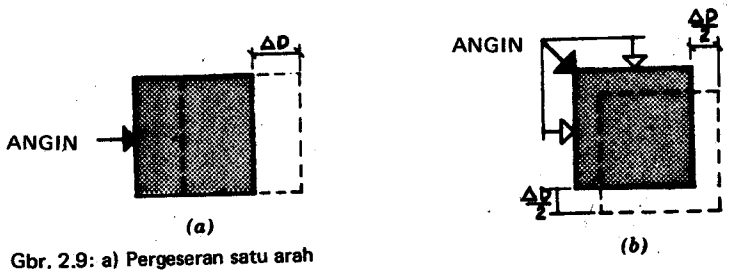
Gbr. 2.8: Catatan tekanan angin yang direkam berupa isobar di MIT Center (Acuan 2.15)

Kita dapat menyimpulkan bahwa kecepatan angin – yaitu tekanan angin – tidak harus meningkat sebanding dengan ketinggian seperti anggapan pada persyaratan bangunan. Tekanan paling tinggi adalah di pertengahan tinggi bangunan (Gbr. 2.8b) dengan arkade atau di bagian dasar (Gbr. 2.8a) bila tidak terdapat bukaan.

Arah angin

Semua gerak bangunan sesuai dengan arah angin bertiup. Apabila massa udara yang bergerak ke arah tertentu membentur permukaan bangunan, maka terjadilah gaya guling. Gaya guling adalah tekanan angin, dan bisa menjadi semakin besar oleh adanya peningkatan kecepatan angin atau oleh pertambahan luas permukaan penghalangnya.

Aksi angin yang cukup besar ke satu muka bangunan atau lebih akan menyebabkan lentur ganda pada bangunan (Gbr. 2.9b). Arah angin utama dapat dibagi menjadi dua komponen yang memperlihatkan aksi angin yang terjadi pada masing-masing muka bangunan.



Gbr. 2.9: a) Pergeseran satu arah
b) Lentur ganda

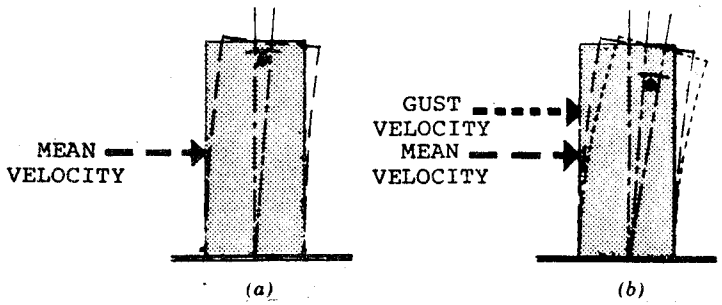
Lentur ganda dapat mengakibatkan dampak negatif ataupun positif terhadap gerak bangunan. Pergeseran arah majemuk ini bisa lebih kecil dibandingkan dengan apabila aliran udara yang sama bekerja pada satu muka bangunan saja.

Rancangan aerodinamis bangunan juga bisa membantu mengurangi pergeseran bangunan pada lentur ganda. Tekanan angin selalu terbesar apabila arah angin datang tegaklurus terhadap muka bangunan. Oleh sebab itu, apabila aliran udara menabrak permukaan bangunan tidak tegaklurus, sebagian besar gaya angin disebarkan secara alami.

Meskipun demikian beban angin yang diinduksi oleh lentur ganda juga mengakibatkan tegangan geser dan puntir tambahan pada batang-batang struktur yang tidak menimbulkan pergeseran arah tunggal.

Tekanan angin

Tekanan angin berasal dari dua komponen yang telah dibahas di atas: kecepatan rata-rata dan kecepatan embusan. Karena kecepatan statis rata-rata dibuat dalam jangka waktu yang panjang, maka tekanan angin yang terjadi juga merupakan tekanan rata-rata dan menghasilkan lendutan yang kuat pada bangunan (Gbr. 2.10).



Gbr. 2. 10 (*a*) Steady (Static) deflections. (*b*) Dynamic movement.

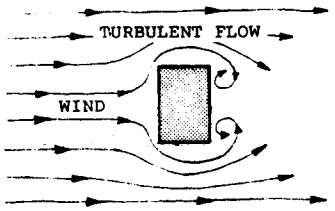
Kecepatan embusan yang dinamis menyebabkan tekanan angin dinamis setara yang menghasilkan pergeseran tambahan yang kira-kira mengimbangi lendutan kuat dari bangunan; hal ini nyata sekali untuk bangunan pipih. Gerak dinamis demikian disebut

pukulan embusan. Gaya-gaya acak yang dihasilkan oleh aksi embusan menginduksi osilasi bangunan yang pada umumnya sejajar terhadap arah angin.

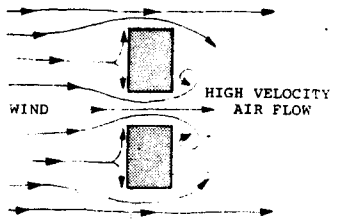
Turbulensi

Apabila massa udara yang bergerak menemui hambatan, seperti bangunan, maka ia akan berlaku seperti cairan dengan bergerak ke sisi-sisinya, lalu mengikuti kembali aliran udara utama. Kecepatan angin bertambah dengan bergeraknya massa udara yang lebih besar melalui daerah yang luasnya konstan pada waktu bersamaan, dan terjadilah aliran udara turbulen (Gbr. 2.11).

Efek Venturi, yang diperlihatkan pada Gbr. 2.12, adalah sejenis aksi angin turbulen. Turbulensi terjadi ketika massa udara bergerak diarahkan melalui ruang sempit di antara dua bangunan tinggi. Kecepatan angin yang terjadi pada ruangan ini akan melebihi kecepatan aliran angin utama.



Gbr. 2. 11



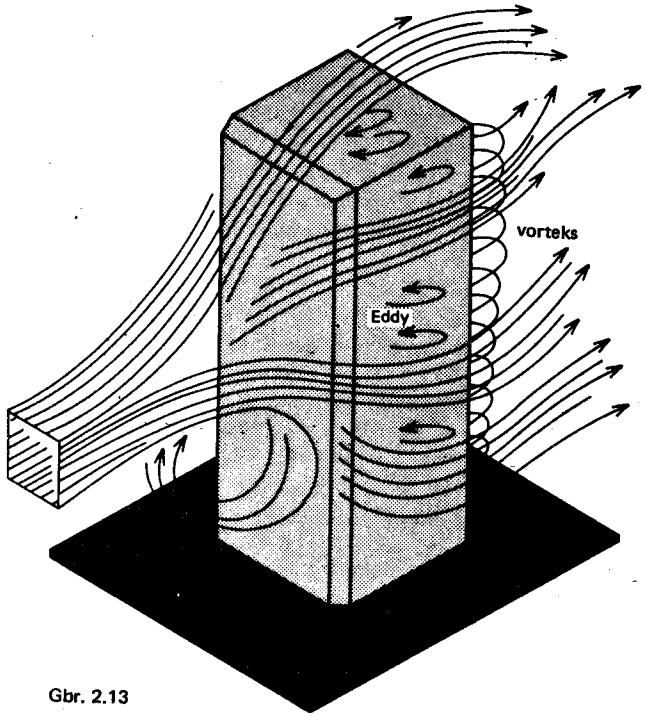
Gbr. 2. 12

Pada aliran udara turbulen mana pun, aliran tekanan udara positif direkam sepanjang udara menyentuh permukaan bangunan. Apabila permukaan bangunan terlalu cekung atau aliran udara terlalu cepat, massa udara akan meninggalkan permukaan bangunan sehingga tercipta ruang-ruang "mati" bertekanan negatif. *Vortice* dan *eddy* adalah aliran udara melingkar yang dihasilkan oleh angin turbulen di daerah bertekanan rendah ini. Aliran demi-

kian diperlihatkan pada Gbr. 2.13 pada muka bagian belakang bangunan; sudut-sudut tumpul pada arah datang angin akan memungkinkan transisi yang lebih halus bagi angin.

Vortice adalah aliran udara berkecepatan tinggi yang menimbulkan aliran ke atas dan aliran isap yang dekat dengan bangunan. Apabila waktu getar *vortice* sekitar bangunan mendekati frekuensi alami dari struktur, terjadilah osilasi. Gerak yang terjadi pada umumnya tegaklurus terhadap arah datangnya angin (Gbr. 2.14).

Frekuensi getar adalah fungsi bentuk dan ukuran bangunan, dan sering kali dapat dikurangi dengan menggunakan dinding bertekstur kasar dan atau bentuk-bentuk bangunan yang tak teratur.



Gbr. 2.13

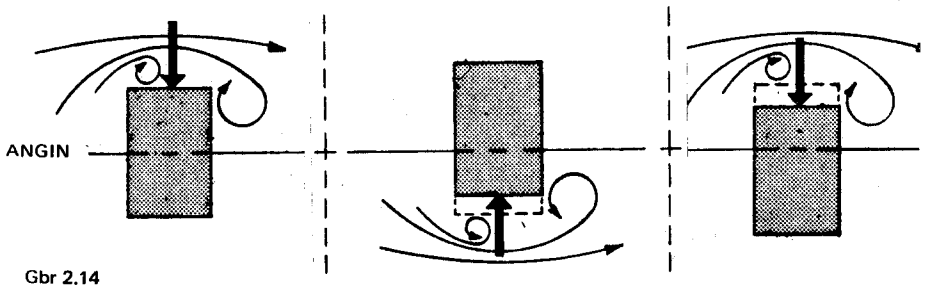
Walaupun *eddy* terbentuk serupa dengan *vortice*, *eddy* merupakan aliran udara melingkar bergerak lambat yang menyebabkan hanya sedikit gerak bangunan.

Toleransi manusia terhadap aksi angin

Toleransi manusia terhadap gerak angin di dalam dan di luar bangunan telah menjadi faktor yang semakin penting dalam perancangan bangunan bertingkat tinggi.

Ayun lateral berlebih yang dapat dipikul oleh sistem struktur bangunan masih harus dikurangi hingga batas yang memadai untuk penggunaan bangunan oleh manusia. Beberapa penghuni di berbagai bangunan mengalami mabuk karena ayun bangunan; orang merasakan gerakan dan mengalami puntir pada bangunan. Pada beberapa restoran di bagian atas bangunan, minuman anggur tidak lagi jernih ketika dihidangkan karena gerak angin menyebabkan timbulnya endapan akibat guncangan. Pada saat-saat tertentu terjadi kerusakan perabot dan peralatan, suara-suara berderik dari ruang lift dan kebocoran udara sekitar jendela dapat diamati, dan deru angin sekitar sisi bangunan dapat didengar.

Pada beberapa bangunan dengan ketinggian 40 sampai 50 lantai di New York, ayun lateral dan suara yang berlebih menyebabkan para pegawai tidak mungkin dapat bekerja di mejanya masing-masing. Mereka biasanya dibebastugaskan dari pekerjaan ketika terjadi badai yang dahsyat.



Gbr 2.14

Kejadian-kejadian aneh yang diamati di luar bangunan tinggi juga menyebabkan ketidaknyamanan dan gangguan terhadap para penghuni dan tetangga. Perubahan-perubahan sifat angin setempat seperti aliran vorteks yang terbentuk pada bangunan tinggi telah menerbangkan cucian dari gantungannya, merusak kebun, merobek pintu kendaraan yang terbuka, dan menebarkan debu ke udara. Beberapa penghuni gedung rupanya sulit menikmati balkon di depan kamar kecuali pada hari-hari yang udaranya tenang. Lebih parah lagi, jendela dapat pecah atau disedot dari bangunan sehingga menyebabkan luka-luka atau bahkan kematian pada orang-orang yang berjalan di bawahnya.

Daftar contoh di atas dapat terus diperpanjang. Akan tetapi, yang penting adalah bahwa pemahaman pertimbangan toleransi terhadap manusia dan kegiatan-kegiatan yang berlangsung di dalam dan di sekitar bangunan harus menjadi faktor utama dalam merancang bangunan tinggi masa kini.

Kesimpulan

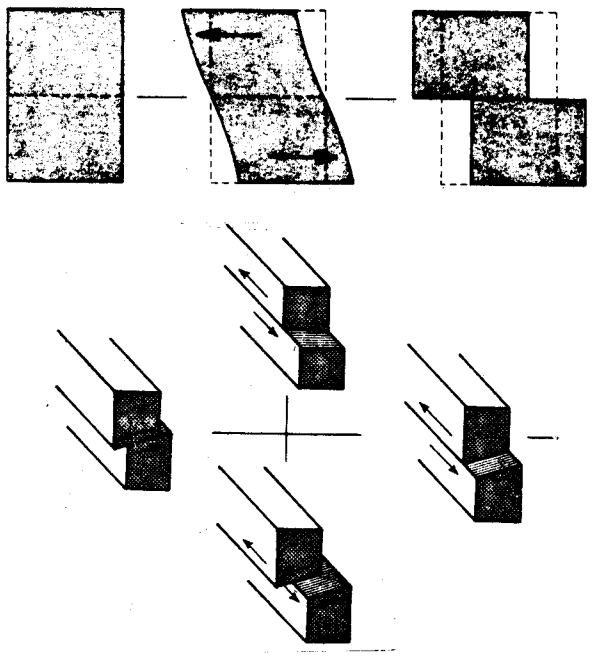
Kerumitan sesungguhnya dari aksi angin pada bangunan tinggi baru berada dalam tahap awal penelitian. Untuk memperoleh jawaban yang memadai terhadap masalah-masalah yang dihadapi, para perancang harus mencoba mengatasi batasan-batasan yang ada melalui jalan penelitian sebagai berikut:

- Telaah terowongan angin yang menggunakan model yang umum untuk menetapkan bank data informasi untuk perilaku angin dan pembebanan angin.
- Pembuatan turunan rumus-rumus ilmiah serta model teori yang diuji terhadap data terowongan angin.
- Modifikasi dari konsep bangunan yang ada saat ini melalui *damping* (peredaman) bahan atau struktur, pengendalian lentur, perlakuan fasade, dan bentuk bangunan.

BEBAN SEISMIK

Kerak bumi tidak statis; ia selalu bergerak konstan. Menurut teori geologi tentang tektonik lempengan, permukaan bumi terdiri dari beberapa lempengan batuan tebal yang mengapung di atas mantel bumi yang cair. Lempengan-lempengan tektonik baru dibentuk terus-menerus sepanjang lembah yang curam di dasar laut di mana bahan cair dari interior bumi didorong ke atas sehingga samudera baru membentuk tepi lempengan samudera yang menyebabkan *continental drift*, yaitu lempengan-lempengan samudera didorong terhadap lempengan kontinental. Pada pertemuan ini, lempengan akan terkunci di tempat tersebut sehingga pergeseran lempengan dapat dicegah. Tekanan terbentuk di sepanjang tepi lempengan sehingga peleset yang mendadak karena pantulan elastik atau terjadi patahan batuan sehingga menghasilkan pelepasan energi regangan mendadak. Akibatnya adalah terjadinya patahan pada kerak bumi bagian atas sepanjang arah tertentu, dan terbentuklah sesar (Gbr. 2.15). Sebagian energi yang dalam bentuk gelombang dijalarkan ke semua arah. Gerak gelombang inilah yang dikenal sebagai gempa. Di sini jelas bahwa suatu sesar yang menderita gempa di masa lalu mungkin sekali akan mengalami gangguan yang sama di kemudian hari.

Daerah-daerah yang mengalami gempa di Amerika Serikat dinyatakan pada Gbr. 2.18. Sepanjang daerah-daerah yang lebih kritis, jaringan pos-pos penginderaan otomatis yang dilengkapi dengan peralatan seperti sismograf dan tiltmeter disebar untuk merekam gerak-gerak seismik. Sebuah *monitoring grid* dapat melacak fokus dari gempa – yaitu letaknya jauh di bawah kerak bumi di mana sumbernya bermula, dan episenter yang terletak di permukaan bumi langsung di atas fokus. Jaringan ini juga merekam titik-titik yang mengalami intensitas gelombang yang tinggi, yang pada umumnya terpusat di sekitar sesar dan dengan demikian bisa jauh dari episenter. Gerak permukaan diukur oleh *accelerograph*, sebuah alat yang sangat sensitif terhadap gerakan tanah yag sangat mungkin mempengaruhi struktur. Ia merekam tiga kom-



Gbr. 2.15: Beberapa bentuk patahan

ponen percepatan permukaan, dua horizontal (seperti utara-selatan dan timur-barat), dan satu vertikal. Percepatan diukur sebagai persentase dari percepatan gravitasi G.

Pengukuran ini merupakan dasar dari rancangan bangunan tahan gempa; untuk menjamin perlindungan jiwa manusia, sebuah bangunan harus selamat dari gempa tanpa roboh. Kemungkinan terjadinya bahaya gempa di daerah mana pun telah diperhitungkan oleh persyaratan-persyaratan Uniform Building Code yang nanti akan dibahas di bagian lain dari bab ini.

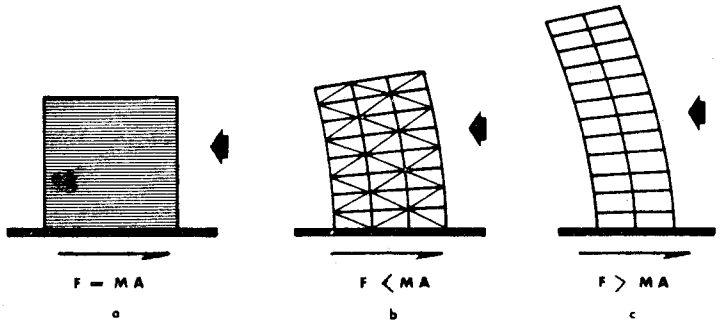
Perilaku bangunan ketika terjadi gempa

Karena pondasi adalah titik singgung antara bangunan dengan

tanah, maka gerak seismik bekerja pada bangunan dengan menggoyang pondasi bolak-balik. Massa bangunan menahan gerak ini, membangun gaya inersia pada seluruh struktur; aksi ini serupa dengan inersia lateral yang dialami oleh seseorang apabila kendaraan yang ditumpanginya tiba-tiba berhenti. Jelas bahwa hal ini merupakan penyederhanaan yang berlebihan karena gerak seismik juga berlaku untuk meremukkan pondasi dan menggoyangnya bolak-balik. Bagaimanapun, gaya inersia vertikal diabaikan karena bangunan sudah dirancang untuk pembebanan vertikal statis. Maka kita hanya mempertimbangkan gaya-gaya horizontal yang sekiranya melebihi gaya-gaya angin yang bekerja pada struktur. Kebiasaan mengabaikan gaya-gaya vertikal, terutama pada bekas bangunan yang dekat kepada patahan permukaan dari suatu sesar, akhir-akhir ini sedang ditinjau kembali.

Besar gaya inersia horizontal F (Gbr. 2.16) bergantung pada massa bangunan M, percepatan permukaan A dan sifat struktur (Acuan 2.9). Apabila bangunan dan pondasinya kaku, maka percepatannya akan sama dengan permukaan, yaitu menurut rumus Newton, $F = MA$.

Dalam kenyataannya hal ini tidaklah demikian karena, pada tingkatan tertentu, semua bangunan adalah fleksibel. Untuk struktur yang hanya sedikit berubah bentuk, artinya menyerap sebagian energi, besar gayanya akan kurang dari massa kali percepatannya (Gbr. 2.16b). Akan tetapi, struktur yang sangat fleksibel, yang mempunyai waktu getar alamiah yang mendekati waktu getar gelombang permukaan, dapat mengalami gaya yang jauh lebih besar yang ditimbulkan oleh gerak permukaan yang berulang-ulang (Gbr. 2.16c). Dengan demikian besar aksi gaya lateral pada bangunan tidak disebabkan oleh percepatan permukaan saja, tetapi oleh tanggapan dari struktur bangunan dan juga pondasinya. Kaitan hubungan antara bangunan dan gerak permukaan ini dinyatakan oleh spektrum respons.

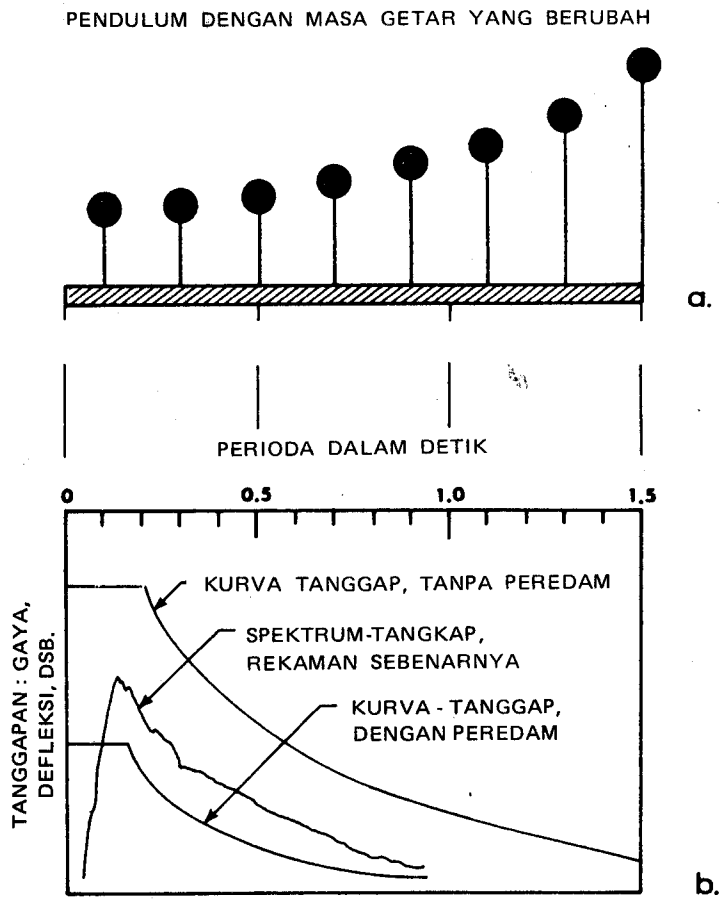


Gbr. 2.16

Kita dapat membayangkan berbagai jenis bangunan sebagai osilator bebas berderajat tunggal dari berbagai periode, yaitu pendulum kantilever dari berbagai ketinggian (Gbr. 2.17a). Osilator ini ditempatkan di atas dasar yang dapat bergerak yang digoyang bolak-balik dalam gerak putar serupa dengan gelombang seismik sebenarnya yang direkam (Gbr. 2.9). Respons maksimum setiap osilator merupakan fungsi dari waktu getar sehingga menghasilkan kurva seperti pada Gbr. 2.17b. Respons maksimum osilator-osilator tersebut digambarkan sebagai fungsi dari percepatan, kecepatan, defleksi, atau aksi gaya. Karena semua sistem struktur pada dasarnya memiliki mekanisme peredam, maka respons osilator akan banyak dikurangi, terutama untuk gerak berulang yang menerus.

Aplikasi spektrum tersebut pada struktur bangunan bergantung pada bagaimana perilaku osilator sederhana mengadakan simulasi aksi yang rumit dari suatu bangunan. Karena keterbatasan informasi lanjutan, maka persyaratan yang ada menggunakan spektrum-spektrum ini sebagai suatu cara sederhana untuk memperkirakan respons maksimum bangunan yang disebabkan oleh gerak gempa. Uniform Building Code memanfaatkan koefisien seismik yang secara garis besar menyerupai bentuk spektrum rekaman gempa dan mencerminkan kenyataan bahwa bangunan yang tinggi, seperti halnya pendulum yang tinggi, memiliki masa

vibrasi yang lebih lama sehingga akan cenderung memiliki inersia yang lebih kecil dibandingkan dengan bangunan rangka kaku yang memiliki periode yang lebih pendek.



Gbr. **2.17**

Kelengkapan untuk Uniform Building Code (Acuan 2.13)

Persyaratan ini menggunakan gaya-gaya statis horizontal yang setara untuk merancang bangunan terhadap gerak gempa maksimum.

Gaya lateral total

Menurut Uniform Building Code yang menggunakan Hukum Gaya Newton yang kedua:

$$\text{gaya} = \text{massa x percepatan} = M(A) = \frac{\text{w}}{(g)} A = W(C)$$

Maka gaya lateral total
= koefisien seismik x beban mati bangunan
di mana koefisien seismik = C

seismik C

$$= \frac{\text{percepatan yang disebabkan oleh gempa } A}{\text{percepatan graviitasi } g}$$

Rumus dasar ini dimofifikasi oleh dua faktor lainnya dengan mempertimbangkan daerah gempa dan jenis konstruksi untuk menghasilkan geser dasar total V:

$$V = ZKCW \qquad (2.2)$$

di mana:

- Z = faktor daerah kemungkinan gempa
- K = faktor gaya horizontal
- C = koefisien seismik
- W = beban mati total (ditambah 25% beban hidup lantai untuk pergudangan)

Koefisien seismik ditentukan sebagai berikut:

$$C = \frac{0{,}05}{(T)^{1/3}} \qquad (2.3)$$

Nilai C dianggap 0,1 untuk bangunan berlantai satu atau dua. Bentuk koefisien seismik diperlihatkan pada Gbr. 2.17b.

Pada persamaan 2.3, T adalah periode dasar vibrasi dari struktur (dalam detik) pada arah yang diamati. Nilai T dapat dihitung dengan metode yang canggih; tetapi pada tahap perancangan, T tidak dapat diketahui. Berdasarkan pengukuran yang telah dilakukan pada berbagai struktur yang ada, perkiraan T dapat dirumuskan:

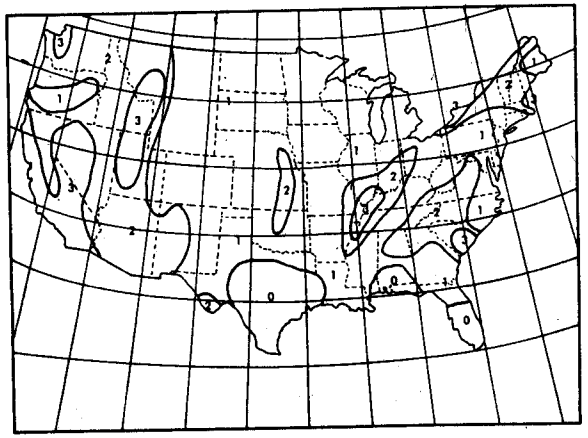
$$T = \frac{0.05\, h_n}{(D)^{1/2}} \qquad (2.4)$$

di mana h_n = tinggi bangunan (kaki) di atas dasar
D = ukuran bangunan (kaki) pada arah sejajar dengan gaya yang bekerja.

Pada rangka ruang (space frame) yang menahan momen dan gaya lateral 100% serta tidak disambung ke unsur lain yang kaku,

$$T = 0{,}10\, N \qquad (2.4a)$$

di mana N adalah jumlah lantai di atas tanah pada bagian utama struktur.



Gbr. 2.18: Daerah bahaya gempa

Faktor daerah kemungkinan seismik dibuat berdasarkan peta Uniform Building Code tentang kemungkinan seismik. Nilai-nilai Z adalah sebagai berikut:

Z = 0 di daerah 0 (tidak kerusakan)
Z = ¼ di daerah 1 (kerusakan sedikit)
Z = ½ di daerah 2 (kerusakan sedang)
Z = 1 di daerah 3 (kerusakan besar)

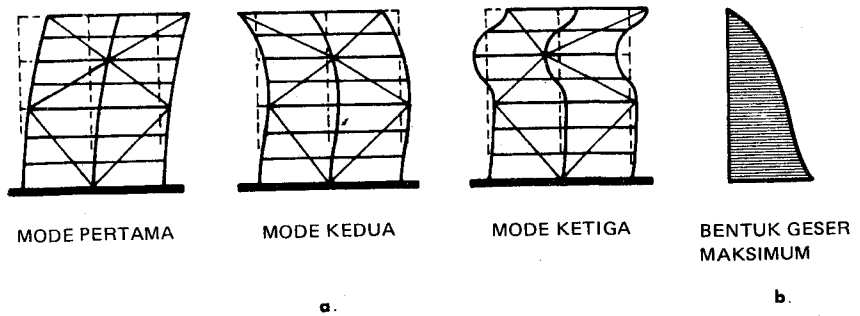
Faktor gaya horizontal K bergantung pada jenis sistem struktur yang digunakan; berkisar dari 0,67 sampai 1,33 berdasarkan penampilan struktur yang dievaluasi secara empiris alih-alih kuantitatif. Rangka tahan momen yang lentur dan banyak menyerap energi membuat tanggapan yang cukup baik, dan dengan demikian diberi faktor yang rendah, sedangkan struktur dinding geser yang kaku diberi faktor yang tinggi karena mengalami tingkat kerusakan yang lebih tinggi (Tabel 2.1).

Tabel 2.1

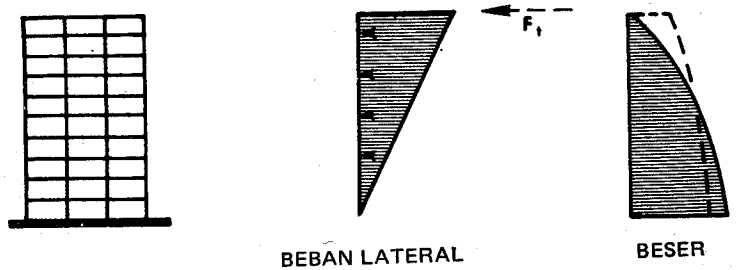
Tipe Struktur	Nilai-K
1. Semua sistem yang tidak dikelompokkan	1,00
2. Bangunan dengan sistem kotak; gaya lateral dipukul oleh dinding geser	1,33
3. Bangunan dengan sistem pengaku ganda dan suatu rangka ruang penahan momen ditambah dengan dinding geser yang memenuhi kriteria di bawah ini :	0,80
a. Rangka dan dinding geser akan memikul gaya lateral sebanding dengan kekakuan relatif-nya.	
b. Dinding geser yang bekerja sendiri akan mampu memikul gaya lateral total.	
c. Rangka yang bekerja sendiri akan mampu memikul 25% dari seluruh gaya lateral total.	
4. Rangka ruang lentur penahan momen, yang mampu memikul gaya lateral total.	0,67

Distribusi lateral dari geser dasar

Rumus $V = ZKCW$ tidak menyatakan bagaimana gaya geser disebar sepanjang tinggi bangunan. Gaya geser pada tingkat mana pun bergantung pada bagaimana struktur mengalami perubahan bentuk, yaitu pada massa lantai tersebut dan amplitudo osilasi, yang dianggap berbeda secara linear sesuai dengan ketinggian bangunan. Artinya, gaya gempa melenturkan struktur ke bentuk-bentuk yang dikenal sebagai *mode* vibrasi alamiah. Dikaitkan dengan bentuk setiap *mode*, terdapat penyebaran tertentu dari gaya-gaya lateral. Sepanjang tidak terjadi deformasi inelastik yang besar, gaya lateral yang langsung dapat diketahui dengan membuat superposisi gaya yang dihasilkan tiap *mode* (Acuan 2.9). Kadang-kadang gaya-gaya saling memperkuat dan kadang-kadang saling meniadakan. Hasil *shear envelope* maksimum diperlihatkan pada Gbr. 2.19b. Uniform Building Code menggunakan distribusi beban

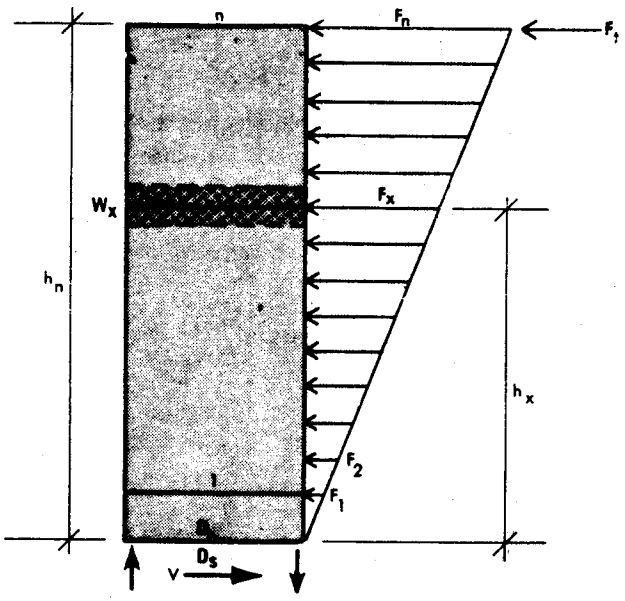


Gbr. 2.19: Bentuk bangunan terhadap mode vibrasi



Gbr.2.20: Distribusi gaya seismik lateral menurut Uniform Building Code

lateral segitiga untuk struktur bangunan simetris dengan berat dan tinggi lantai yang sama (Gbr. 2.20). Perhatikanlah kesamaan antara *shear envelope* maksimum (Gbr. 2.19b) dengan diagram geser yang dihasilkan oleh pembebanan segitiga (Gbr. 2.20).



Gbr. 2.21

Rumus yang diberikan oleh Uniform Building Code untuk distribusi geser dasar dapat dikembangkan sebagai berikut (Gbr. 2.21).

Misalkan:

C = $ZKCW$ = geser dasar
F_x = gaya pada tingkat x
h_x = ketinggian (kaki) di atas dasar ke tingkat x
w_x = beban yang diberikan untuk tingkat x

Apabila w dianggap konstan untuk setiap lantai, maka gaya F akan berbanding lurus dengan tinggi h:

$$\frac{F_1}{h_1} = \frac{F_2}{h_2} = \frac{F_3}{h_3} = \ldots = \frac{F_x}{h_x}$$

Kesetimbangan horizontal menghasilkan

$$V = F_1 + F_2 + \ldots + F_n$$

Akan tetapi,

$$F_1 = h_1\ (F_x / h_x\ ), F_2 = h_2\ (F_x / h_x),$$

dan seterusnya, sehingga

$$V = \frac{F_x}{h_x}\ (h_1 + h_2 + \ldots + h_n\ )$$

Memecahkan F_x akan menghasilkan

$$F_x = \frac{Vh_x}{h_1 + h_2 + \ldots + h_n}$$

atau

$$F_x = V\ \frac{h_x}{\Sigma_{i=1}^{n}\ h_i\ w_i} \qquad (2.5)$$

Apabila dianggap bahwa berat untuk setiap lantai tidak sama, maka rumus akhir untuk geser pada tingkat x menjadi

$$F_x = V \frac{h_x\ w_x}{\Sigma_{i-1}^{n}\ h_i\ w_i} \qquad (2.5)$$

Dengan memperhitungkan efek cambuk pada bangunan pipih, maka persyaratan menganggap bagian geser dasar sebagai gaya terpusat tambahan pada bagian atas bangunan.

Apabila h_n/D_s lebih besar dari 3, di mana D_s adalah lebar dari sistem penahan gaya lateral (kaki), maka gaya tambahan di bagian atas bangunan adalah

$$Ft = 0{,}004V\left(\frac{h_n}{D_s}\right) \leq 0{,}15V \qquad (2.6)$$

Dalam hal ini, rumus untuk F_x menjadi

$$F_x = \frac{h_x\ w_x}{\sum_{i-1}^{n} hi\ w_i}\ (V - F_t) \qquad (2.7)$$

Pengecualian. Bangunan berlantai satu dan dua dianggap mempunyai distribusi gaya lateral yang seragam.

Gaya lateral pada bagian-bagian bangunan

Uniform Building Code mensyaratkan bahwa bagian-bagian bangunan dan sambungan-sambungannya dirancang berdasarkan rumus:

$$F_p = ZC_p\ W_p \qquad (2.8)$$

di mana :

F_p = gaya lateral yang bekerja pada bagian tsb.
Z = faktor kemungkinan zone
W_r = berat bagian tsb.
C_r = koefisien yang ditentukan dari Tabel 2.2

Tabel 2.2

Bagian Struktur	Nilai Cp
1. Dinding pendukung dan non-pendukung interior dan eksterior.	0,20 (gaya tegak permukaan)
2. Dinding perapat kontilever	1,00 (gaya tegak permukaan)
3. Ornamen, ragam hias	1,00 (gaya dari arah manapun)
4. Lantai dan atap yang bertindak sebagai diafragma	0,10 (arah manapun)
5. Sambungan untuk panel eksterior	2,00 (arah manapun)
6. Sambungan untuk unsur-unsur struktur prefab selain dinding	0,30 (arah horizontal manapun).

Persyaratan tambahan

– Pondasi tiang pancang

Pondasi tiang pancang atau kaison harus disambung dengan pengikat sehingga masing-masing mampu menahan tegangan tarik ataupun tekan dari gaya-gaya horizontal atau vertikal yang setara dengan 10% beban tiang pancang.

– Distribusi geser horizontal

Geser total pada bidang horizontal mana pun akan disebar ke unsur-unsur sistem pelawan gaya lateral berbanding lurus dengan kekakuan unsur-unsur tersebut.

– Momen torsi horizontal

Peningkatan geser yang berasal dari torsi horizontal harus diperhitungkan karena adanya eksentrisitas antara pusat titik berat massa dengan titik pusat kekakuan. Geser torsi negatif diabaikan. Unsur-unsur penahan geser harus mampu melawan momen torsi

yang setara dengan geser satu lantai yang bekerja dengan eksentrisitas 5% dari ukuran bangunan maksimum pada lantai tersebut.

– Guling

Setiap bangunan harus dirancang untuk menahan guling yang diakibatkan oleh angin atau gempa, mana saja yang lebih berpengaruh. Momen dapat dihitung berdasarkan rumus distribusi beban segitiga. Akan tetapi, pembebanan didasarkan atas geser maksimum, dan mungkin saja kurang pada saat-saat lainnya. Momen guling akibat gempa dapat dikurangi oleh koefisien:

$$J = \frac{0{,}5}{(T)^{2/3}} \leqslant 1 \qquad (2.9)$$

Momen guling pada dasar bangunan adalah:

$$M = J\left(F_t\, h_n + \sum_{i=1}^{n} F_i\, h_i\right) \qquad (2.10)$$

Bangunan yang lebih tinggi dari 100 kaki

Bangunan demikian harus memiliki rangka ruang penahan momen lentur yang mampu menahan sekurang-kurangnya 25% dari gaya seismik yang diperlukan dari struktur keseluruhan. Semua bangunan yang dirancang dengan faktor K sebesar 0,67 atau 0,80 harus memiliki rangka ruang lentur menahan momen dari baja struktur atau beton bertulang cor setempat. Rangka beton bertulang harus memenuhi persyaratan khusus tertentu.

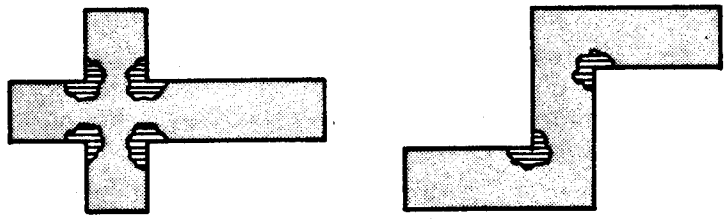
Persyaratan rancangan lainnya

– Semua bagian bangunan harus dirancang dan dibangun sehingga berlaku sebagai suatu kesatuan untuk menahan gaya-gaya horizontal kecuali apabila dipisahkan secara struktur dengan suatu jarak yang cukup untuk mencegah sentuhan yang menyebabkan lendutan akibat gaya seismik atau angin.

– Unsur batu atau beton yang menahan gaya lateral harus diperkuat.
– Hanya beban hidup atap yang dapat diabaikan ketika mempertimbangkan akibat gaya seismik digabung dengan beban vertikal.
– Dinding beton atau batu harus diangker ke semua lantai dan atap yang memberikan dukungan lateral untuk dinding, untuk gaya minimum 200 lb per kaki panjang dinding.
– Partisi interior harus dirancang untuk gaya minimum sebesar 10 psf yang diterapkan tegaklurus terhadap partisi.

Hal-hal berikut dapat ditambahkan pada persyaratan yang telah digariskan oleh Uniform Building Code:

– Struktur yang dirancang untuk memiliki kelenturan, atau kemampuan untuk menjalani perubahan elastis, akan mempunyai resistensi seismik yang meningkat.
– Karena gerak gempa menyebabkan pembalikan tegangan yang cepat pada unsur-unsur struktur, maka struktur juga harus dapat menahan akibat kelelahan.
– Kesinambungan struktur dari bangunan keseluruhan sangat penting, yaitu apabila unsur-unsur individual runtuh.
– Pertimbangkan pemakaian peralatan *damping* khusus.
– Massa bangunan harus tersebar merata; bangunan struktur yang tidak menerus harus dihindari. Denah bangunan harus sederhana untuk mencegah getaran torsi dan penumpukan tegangan pada pertemuan bagian-bagian bangunan (Gbr. 2.22).



Gbr. 2.2

– Karena struktur yang memiliki fleksibilitas yang menyolok mempunyai waktu getar yang lebih lama dibandingkan dengan bangunan yang lebih kaku, maka ia akan mengalami gaya yang lebih sedikit. Akan tetapi, bangunan yang terlalu fleksibel dapat melentur cukup menyolok akibat angin dan gempa berkekuatan sedang sehingga menyebabkan kerusakan nonstruktur dan ketidaknyamanan psikologis pada para penghuni.

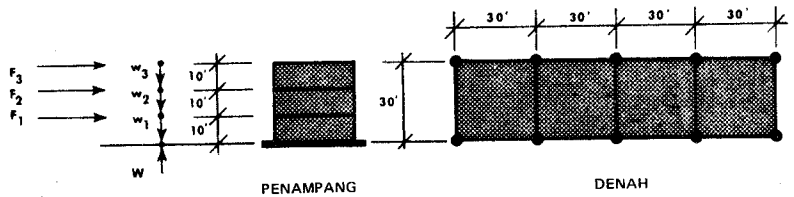
Rancangan seismik kebanyakan masih berdasarkan "coba-coba. Para peneliti berusaha mencari cara-cara baru yang lebih tepat untuk memprakirakan respons terhadap gempa. Beberapa keterbatasan dari pendekatan persyaratan yang dilakukan pada saat ini di antataranya adalah:

– Sebagian besar rekaman gempa merupakan pengukuran yang diambil di tempat yang jauh dar gelombang intensitas tinggi.
– Nilai periode bangunan tak bergantung pada geologi tapak; kondisi tanah tertentu dapat mengamplifikasi masa getar dari struktur.
– Spektrum respons mengabaikan lamanya aksi gaya. Koefisien seismik dimaksudkan untuk mempertimbangkan efek dinamis, tetapi biasanya tidak mencerminkan rekaman gerak sebenarnya; koefisien ini sering mengecilkan arti nilai-nilai spektrum berbagai gempa.
– Struktur dianggap berlaku elastis ketika dibebani lateral. Bagaimanapun, ketika terjadi gempa yang kuat, bangunan akan berubah bentuk sebagian secara fak elastis dan menghamburkan sebagian dari aksi gaya gempa. Akibatnya, bangunan sering terlihat mampu memikul gaya yang lebih besar daripada nilai kemampuan yang diberikan berdasarkan analisis elastik. Bagaimanapun, peranan deformasi inelastis belum demikian dipahami untuk memungkinkan perancang mengurangi koefisien seismik secara tepat.
– Faktor peredam tidak tetap; ia akan berubah sesuai dengan usia bangunan dan amplitudo getaran.
– Rumus persyaratan bangunan menggunakan metode analisis statis pada keadaan dinamis. Hal ini tidak berlaku bagi perilaku yang berbeda dari bahan-bahan ketika dibebani statis dan dinamis.
– Frekuensi getaran bangunan dipengaruhi oleh unsur "nonstruktural" seperti partisi yang tidak mendukung beban yang meningkatkan kekakuan bangunan.

Berikut ini diberikan pemecahan beberapa soal seismik untuk menjelaskan penerapan Uniform Building Code.

SOAL 2.1 (Gbr. 2.23)

Tentukanlah beban lateral kritis untuk suatu bangunan rangka kaku sepanjang 120 kaki dengan rangka berjarak 30 kaki dari as ke as. Tinggi lantai ke lantai adalah 10 kaki. Berat setiap lantai dianggap konstan, $w_1 = w_2 = w_3 = 1600$ k. Bangunan ini terletak di daerah gempa 3. Yang diperhitungkan hanyalah gaya lateral yang bekerja pada fasade memanjang.



Gbr. 2.23

A. Beban lateral akibat gempa

Koefisien zone: $Z = 1$ (daerah 3)

Faktor gaya horizontal (rangka baja yang menahan momen): $K = 0{,}67$.

Berat bangunan total adalah: $w = 3 \times 1600 = 4800$ k

Periode dasar:

$$T = 0{,}05 h_n (D)^{1/2}$$
$$= 0{,}05\,(30)/(30)^{1/2} = 0{,}274 \text{ sec}$$
$$\leqslant 0{,}1N = 0{,}1(3) = 0{,}30 \text{ sec} \qquad (2.4)$$

Koefisien seismik:

$$C = 0{,}05/(T)^{1/3}$$

$$= 0{,}05/(0274)^{1/3} = 0{,}077 \qquad (2.3)$$

Distribusi geser dasar sepanjang tinggi bangunan:

Geser dasar total:

$$V = ZKCW$$

$$= (1)(0{,}67)(0{,}077)(4800) = 248\text{k} \qquad (2.2)$$

$$F_x = V \frac{h_x\, w_x}{\Sigma_1^n\, h_i w_i} \qquad (2.5)$$

Dalam persamaan 2.5:

$$F_x = \frac{h_x\ w_x}{h_1\ w_1 + h_2\ w_2 + h_3\ w_3} = V \frac{}{h_1 + h_2 + h_3}$$

karena

$$w_1 = w_2 = w_3 = w_4$$

$$F_x = 248 \frac{h_x}{10 + 20 + 30} = 4{,}13 h_x$$

Gaya-gaya lateral adalah:

pada 10 kaki di atas dasar: $F_1 = 4{,}13h_1 = 4{,}13(10) = 41{,}3$ k
pada 20 kaki di atas dasar: $F_2 = 4{,}13h_2 = 4{,}13(20) = 82{,}6$ k
pada 30 kaki di atas dasar: $F_3 = 4{,}13h_3 = 4{,}13(30) = 123{,}9$ k

Periksa:

$\Sigma H = 0$: $V = F_1 + F_2 + F_3$
$248 = 41{,}3 + 82{,}6 + 123{,}9$
$248 = 247{,}8$ OK

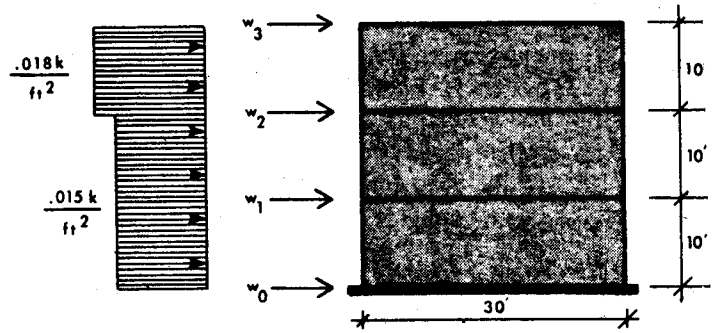
Perhatikan bahwa Fx berbanding lurus dengan tinggi h_x karena beban merata (Gbr. 2.25).

B. Beban lateral akibat angin

Menurut New York State Building Code (Gbr. 2.6), beban angin adalah:

15 psf untuk ketinggian 0–25 kaki di atas tanah
18 psf untuk ketinggian 26–40 kaki di atas tanah

Tekanan angin didistribusikan seperti pada Gbr. 2.24.



Gbr. 2.24

Gaya-gaya angin pada ketinggian lantai yang berbeda untuk sebuah bangunan dengan lebar 30 kaki adalah:

w_0 = 0,015/10/2) (30) = 2,25 k
w_1 = 0,015(10) (30) = 4,50 k
w_2 = 0,015(10/2) (30) + 0,018(10/2) (30) = 4,95 k
w_3 = 0,018(10/2) (30) = 2,70 k
jumlah beban angin = 14,40 k

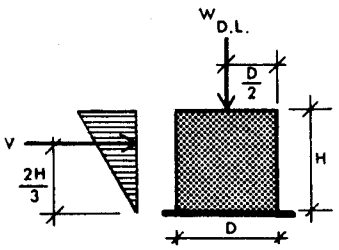
Gaya angin yang bekerja pada seluruh bangunan adalah

$$W_T = 4(14{,}40) = 57{,}60 \text{ k}$$

Beban seismik jauh lebih besar daripada beban angin:

$$V = 248\ k > W_T = 57{,}6 \text{ k}$$

Periksa momen guling dalam kaitannya dengan beban gempa. Anggaplah geser dasar sebagai resultan dari diagram beban lateral segitiga (Gbr. 2.25).



Gbr. 2.25

Faktor reduksi J yang akan dimasukkan ke dalam momen gempa adalah:

$$J = \frac{0,5}{(T)^{2/3}} = \frac{0,5}{(0.274)^{2/3}} = \frac{0,5}{0,42} = 1,2 > 1,0 \qquad (2.9)$$

Misalkan $J = 1$.

Momen yang bekerja yang dihasilkan oleh beban gempa adalah:

$$M_{rot} = V\left(\frac{2H}{3}\right) J = 248\left(\frac{2}{3}\right)(30)(1) = 4960 \text{ ft-k}$$

Momen perlawanan yang diberikan oleh berat bangunan adalah:

$$M_{res} = W_{DL}\left(\frac{D}{2}\right) = 4800\left(\frac{30}{2}\right) = 27,000 \text{ ft-k}$$

Faktor keamanan terhadap guling adalah:

$$\text{S.F.} = \frac{M_{res}}{M_{rot}} = \frac{72,000}{4960} = 14,5 > 1,5$$

SOAL 2.2

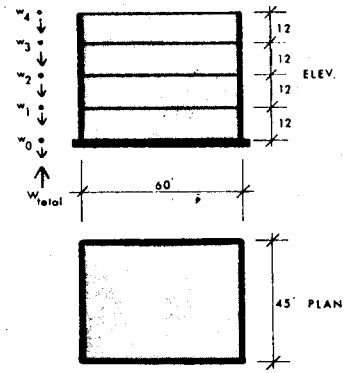
Tentukanlah beban lateral kritis untuk bangunan berlantai empat seperti yang ditunjukkan pada Gbr. 2.26. Strukturnya berupa kotak, yang berarti bahwa gaya lateral disebar oleh atap dan diafragma plat, dan ditahan oleh dinding geser eksterior. Bangunan berada di daerah gempa 2. Anggaplah beban mati sebagai berikut:

atap dan lantai: 0,1 ksf

dinding batu tebal 8 in. (120 lb/ft^3) 0,08 ksf

Ketebalan dinding dianggap sama.

Beban mati untuk setiap lantai sama dengan berat lantai atau atap ditambah dengan berat setengah tinggi dinding di atas dan di bawah lantai.



Gbr. 2.26

A. Beban lateral akibat gempa

Luas denah = (45) (60) = 2700 ft^3

Keliling bangunan seluruhnya = 2 (60) + 2 (45) = 210 ft

Luas dinding:

atap: A_{wr} = 210 (6) = 1260 ft^2

lantai: A_{wf} = 210 (12) = 2520 ft^2

Beban mati:

atau : $w_4 = 2700\,(0,1) + 1260\,(0,08) = 371$ k

lantai 1, 2, 3 : $w_1 = w_2 = w_3 = 2700\,(0,1) + 2520\,(0,08) = 472$ k

lantai dasar : $1260\,(0,08) = 101$ k

Berat lantai dasar harus dimasukkan ke dalam berat bangunan total walaupun lantai dasar tidak memikul beban gempa.

$$W_{total} = w_0 + w_1 + w_2 + w_3 + w_4 = 101 + (3(472) + 371 = 1888 \text{ k}$$

Koefisien zone: $Z = 0,5$ (zone 2)

Faktor gaya horizontal (struktur dinding geser jenis kotak): $K = 1,33$

Periode dasar:

pada arah memanjang

$$T_L = \frac{0,05h_n}{(D)^{1/2}} = \frac{0,05(48)}{(60)^{1/2}} = 0,31 \text{ detik} \qquad (2.4)$$

pada arah melintang

$$T_T = \frac{0,05h_n}{(D)^{1/2}} = \frac{0,05(48)}{(45)^{1/2}} = 0,357 \text{ detik}$$

Koefisien gempa C

$$C_L = \frac{0,05}{(T_L)^{1/3}} = \frac{0,05}{(0,31)^{1/3}} = 0,0737$$

$$C_T = \frac{0,05}{(T_T)\,1/3} = \frac{0,05}{(0,357)} = 0,0704 \qquad (2.3)$$

Agar aman, gunakanlah nilai C yang lebih tinggi

$$C_L = 0,0737$$

Geser dasar total: $V = ZKCW$

$= (0,5)(1,33)(0,0737)(1888) = 92.4 \qquad (2.2)$

Periksa: $\frac{h}{D} = \frac{48}{45} < 3$

Pada lantai atas tidak terdapat gaya lateral tambahan:

$$F_{top} = 0$$

Distribusi geser dasar sepanjang ketinggian bangunan:

$$F_n = V \frac{h_x w_x}{\Sigma_1^n \; h_i w_i} \qquad (2.5)$$

Di sini $\Sigma\, hw = 12(472) + 24(472) + 36(472) + 48(371) = 51,784$

Gaya-gaya lateral adalah

12 ft di atas dasar : $F_1 = \frac{92,4(12)(472)}{51.784} = 10,2$ k

24 ft di atas dasar: $F_2 = \frac{92,4(24)(472)}{51.784} = 20,3$ k

36 ft di atas dasar: $F_3 = \dfrac{92{,}4(36)(472)}{51.784} = 30{,}4$ k

48 ft di atas dasar: $F_4 = \dfrac{92{,}4(48)(371)}{51.784} = 31{,}9$ k

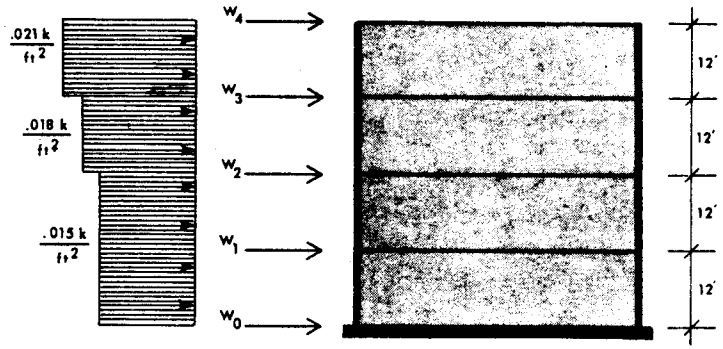
Periksa $\Sigma H = 0$; $V = F_1 + F_2 + F_3 + F_4$

92,4 = 92,8 OK

B. Gaya lateral akibat angin

Menurut New York State Building Code (Gbr. 2.6), beban angin adalah:

15 psf untuk ketinggian 0–25 kaki di atas tanah
18 psf untuk ketinggian 26–40 kaki di atas tanah
21 psf untuk ketinggian 41–60 kaki di atas tanah
Distribusi gaya-gaya angin ditunjukkan pada Gbr. 2.27.



Gbr. 2.27

Gaya-gaya angin pada ketinggian yang berbeda-beda untuk bangunan dengan lebar 60 kaki adalah sebagai berikut:

= 15(60) (6)/1000 = 5,4 k
= 15(60)(12)/1000 = 10,8 k
= [18(60)(6) + 15(60)(6)]/1000 = 11,9 k
= [21(60)(6) + 18(60)(6)]/1000 = 14,0 k
= 21(60)(6)/1000 = 7,6 k

Gaya angin yang bekerja pada seluruh bangunan adalah 49,7 k

$W_T = 49{,}7 \text{ k} < V = 92{,}4$ k

Beban gempa melebihi beban angin total, bahkan apabila dibandingkan tekanan gempa yang lebih tinggi yang bekerja pada fasade 45 kaki dengan tekanan angin yang lebih tinggi yang bekerja pada fasade 60 kaki.
Periksa momen guling.
Faktor reduksi yang dikenakan pada momen gempa:

$$J = \frac{0.5}{(T)^{2/3}} = \frac{0.5}{(0.31)^{2/3}} = 1{,}09 > 1.0 \qquad (2.9)$$

Misalkan $J = 1$

Momen yang bekerja akibat gaya gempa yang ditimbulkan oleh distribusi beban segitiga adalah:

$$M_{\text{rot}} = V\left(\frac{2H}{3}\right) = 92{,}4\left[2\left(\frac{48}{3}\right)\right]1 = 2960 \text{ ft-k}$$

Momen guling akibat gaya angin adalah:

$M_{rot} = w_4(48) + w_3(36) + w_2(24) + w_1(12) + w_0(0)$
= 7,6(48) + 14,0(36) + 11,9(24) + 10,8(12)
= 1283 ft-k < 2960 ft-k

Momen guling akibat gempa cukup kritis.
Momen penahan yang ditimbulkan oleh berat bangunan adalah:

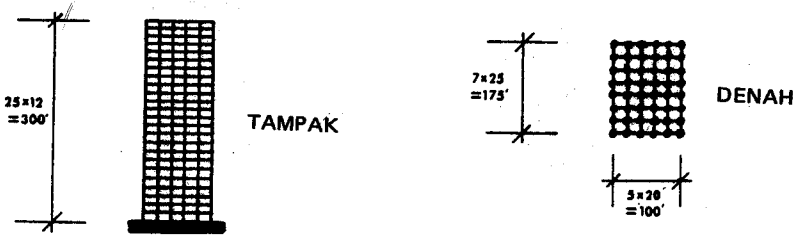
$$M_{res} = W_{DL}\left(\frac{D}{2}\right) = 1888\left(\frac{60}{2}\right) = 56{,}640 \text{ ft-k}$$

Faktor keamanan terhadap guling adalah

$$\text{S.F.} = \frac{M_{res}}{M_{rot}} = \frac{56{,}640}{2960} = 19{,}15 > 1{,}5 \qquad \text{OK}$$

SOAL 2.3 (Gbr. 2.28)

Tentukanlah beban lateral kritis untuk suatu bangunan rangka kaku berlantai 25. Demi penyederhanaan, anggaplah tinggi lantai ke lantai adalah 12 kaki dan beban mati rata-rata adalah 0,195 ksf. Bangunan berada di daerah gempa 3.



Gbr. 2.28

A. Beban lateral akibat gempa

Koefisien zone: $Z = 1$ (zone 3)
Faktor gaya horizontal (rangka baja pemikul momen): $K = 0.67$.
Berat total bangunan: $W = 25\ (0{,}195)\ (100)\ (175) = 85.400$ k
Periode dasar: $T = 0{,}1\ (v) = 0{,}1\ (25) = 2{,}5$ detik

Koefisien seismik: $C = \dfrac{0{,}05}{(T)^{1/3}} = \dfrac{0{,}05}{(2{,}5)^{1/3}} = 0{,}0369$ (2.3)

Geser dasar total:

$$V = ZKCW \qquad (2.2)$$
$$= (1)(0{,}67)\ (0{,}0369)\ (85{,}400) = 2120 \text{ k}$$

Tidak ada efek cambuk (whip effect) di atas bangunan, $F_{top} = 0$; maka kita gunakan persamaan 2.5.
Distribusi geser dasar sepanjang ketinggian bangunan adalah:

$$F_I = V\frac{h_x w_x}{\sum_1^n h_i w_i} = V\frac{h_x}{\sum_1^n h_i}$$

karena berat lantai konstan. Maka:

$$\Sigma h = (12) + 2(12) + \ldots + 25(12)$$
$$= 12(1 + 2 + 3 + \ldots + 25)$$
$$= 3900 \text{ f.t}$$
$$F_x = \frac{2120 h_x}{3900} = 0{,}543\, h_x$$

Gaya lateral pada lantai-lantai berikutnya dapat diperoleh dengan mengurangi 6,5 k per lantai.
Periksa pada dasar lantai pertama:

$$F_o = 163 - 6{,}5\ (25) = 0 \quad \text{OK}$$

B. Beban lateral akibat angin

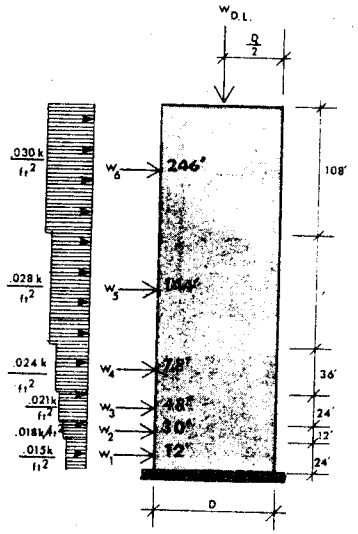
Menurut New York State Building Code (Gbr. 2.6), beban angin adalah:

15 psf untuk ketinggian 0–25 kaki di atas tanah
18 psf untuk ketinggian 26–40 kaki di atas tanah
21 psf untuk ketinggian 41–60 kaki di atas tanah
24 psf untuk ketinggian 61–100 kaki di atas tanah
28 psf untuk ketinggian 101–200 kaki di atas tanah
30 psf untuk ketinggian 201–300 kaki di atas tanah

Distribusi gaya-gaya angin ditunjukkan pada Gbr. 2.29.

w_1 = (0,015) (24) (175) = 63,0 k
w_2 = (0,018) (12) (175) = 37,8 k
w_3 = (0,021) (24) (175) = 88,2 k
w_4 = (0,024) (36) (175) = 151,2 k
w_5 = (0,028) (96) (175) = 470,0 k
w_6 = (0,030)(108)(175) = 566,0 k

beban angin total = w_t = 1376,2 k
v = 2120 k > w_t = 1376,2 k



Gbr. 2.29

Beban gempa melebihi beban angin.
Periksa momen guling.

Momen guling akibat gaya gempa dapat dikurangi dengan menggunakan faktor:

$$J = \frac{0,5}{(T)^{2/3}} \qquad (2.9)$$

$$= \frac{0,5}{(2,5)^{2/3}} = 0,272$$

Momen yang bekerja akibat gaya gempa berdasarkan distribusi beban segitiga adalah:

$$M_{rot} = V \left(\frac{2H}{3}\right)(J) = 2120(200)\,(0,272) = 115.000 \text{ ft-k}$$

Momen perlawanan akibat gaya angin adalah:

$$M_{res} = W_{DL} \left(\frac{D}{2}\right) = 85,400 \left(\frac{100}{}\right) = 4.270.000 \text{ ft-k}$$

Momen guling akibat angin adalah:

$$M_{rot} = 63(12) + 37,8(30) + 88,2(48) + 151,2(78) + 470(144) + 566(246)$$
$$= 226.040 \text{ ft-k} > 115.000 \text{ ft-k}$$

Momen guling akibat gaya angin cukup kritis
Faktor keamanan terhadap guling:

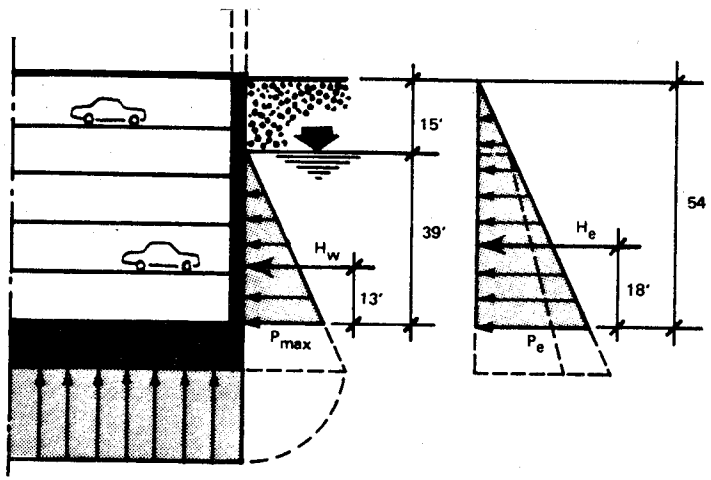
$$\text{S.F.} = \frac{M_{res}}{M_{rot}} = \frac{4.270.000}{226.040} = 18,89 > 1,5 \qquad \text{OK}$$

BEBAN TEKANAN AIR DAN TANAH

Struktur di bawah permukaan tanah cenderung mendapat beban yang berbeda dengan beban di atas tanah. Substruktur sebuah bangunan harus memikul tekanan lateral yang disebabkan oleh tanah dan air tanah. Gaya-gaya ini bekerja tegak lurus pada dinding dan lantai substruktur.

Tekanan air di titik mana pun pada struktur pondasi sama dengan berat jenis air (62,4 lt/ft^3) dikalikan dengan jarak dari muka air ke kedalaman yang akan diselidiki. Dalam Gbr. 2.30 dengan muka air 15 kaki di bawah permukaan tanah, tekanan air maksimum pada perpotongan antara dinding dan pondasi adalah:

$$P_{max} = H = 62,4\ (39) = 2433,60 \text{ psf/ft dinding}$$



Gbr. 2.30: Tekanan lateral tanah dan air pada substruktur bangunan

Tekanan air lateral total adalah:

$$H_V = \frac{2433,60(29/2)}{1000} = 47,46 \text{ k/ft dinding}$$

Tekanan air lateral maksimum di dasar pondasi sama dengan tekanan daya apung (buoancy) yang akan mengangkat bangunan. Pada tahap-tahap awal konstruksi, tekanan ke atas ini merupakan pertimbangan yang utama. Plat lantai *basement* harus dirancang untuk gaya tekan ke atas. Tekanan lateral yang dihasilkan oleh tanah pada dinding bisa dianggap setara dengan tekanan air. Besaran tekanan tanah bergantung pada jenis tanah. Untuk tanah kering, tekanan cair setara dengan kedalaman 30 psf/ft dapat dianggap sebagai perkiraan sementara.

Tekanan tanah lateral maksimum yang bekerja pada dinding pada Gbr. 2.30 adalah:

$$P_E = 30(54) = 1620 \text{ psf/ft dinding}$$

Gaya maksimum resultan adalah:

$$H_E = 1,62\ (\frac{54}{2}) = 43,74 \text{ k/ft dinding}$$

Pendekatan yang terlalu disederhanakan ini tidak mempertimbangkan berat *buoyant* dari tanah di bawah muka air tanah, yang sama dengan berat tanah dikurangi berat air yang dipindahkan oleh tanah.

Tekanan dinding lateral tambahan dapat disebabkan oleh beban *surcharge* pada permukaan tanah (y.i. jalan) atau oleh pembengkakan (rangkak) dari jenis tanah tertentu (misalnya tanah lempung) atau dapat dihasilkan oleh tekanan yang disebabkan oleh salju apabila muka air tanah berada di atas garis beku. Gaya-gaya lateral akan ditingkatkan ketika terjadi gempa yang menggetarkan tanah.

BEBAN YANG DIAKIBATKAN OLEH PERUBAHAN VOLUME BAHAN YANG TERKEKANG

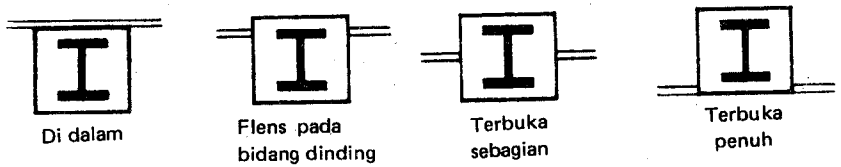
Perubahan volume bahan ditimbulkan oleh pengaruh sudut, rangkak, dan suhu. Apabila perubahan alamiah suatu unsur bangunan terkekang pada bagian ujung atau batas, terjadilah beban. Setelah itu di tempat-tempat terjadinya pengekangan pada volume tersebut terjadi pula tegangan aksial dan rotasi pada bangunan. Perubahan volume adalah fungsi dari bentuk dan ukuran bangunan, bahan, kekakuan batang, dan *mode* sambungan. Perubahan volume dapat dikendalikan dengan menaruh pengekang di tempat-tempat terjadinya tegangan aksial dan rotasi atau, dengan kata lain, batang-batang dirancang untuk mengatasi tegangan-tegangan ini. Jelaslah bahwa perubahan volume dapat dikendalikan dengan memungkinkan gerak bebas melalui penggunaan siar dilatasi (expansion joints).

Beban suhu

Hingga tahun empat puluhan, struktur pencakar langit disembunyikan di belakang fasade yang di dalamnya terdapat lingkungan yang dapat dikondisikan dan tidak rentan terhadap perbedaan suhu. Setelah Perang Dunia II dikembangkanlah suatu rancangan estetika baru yang menggunakan rangka struktur untuk mengurangi berat dan harga bahan bangunan. Dengan kecenderungan ini maka bangunan tinggi menjadi semakin tidak kaku dan menjadi sangat rentan terhadap beban dan gerakan yang disebabkan oleh suhu; fasade struktur kini diekspos terhadap suhu terkondisi di dalam lingkungan bangunan serta perubahan musim dan cuaca sehari-hari. Perbedaan suhu ini menyebabkan gerak vertikal pada kulit bangunan. Apabila suhu menurun, bangunan menyusut; dan sebaliknya, apabila suhu meningkat, maka bangunan mengembang. Gerak horizontal struktur lantai terjadi karena atap diekspor terhadap perbedaan antara suhu di dalam dan di luar ruangan dan oleh perbedaan suhu di antara fasade yang berlawanan; yang satu menghadap matahari, sedangkan yang lainnya membelakangi matahari.

Jenis eksposur kolom

Tingkat eksposur pada kolom eksterior adalah kritis terhadap gerak termal potensial yang diakibatkan oleh efek suhu. Suhu dalam ruangan pada umumnya tetap, sedangkan suhu luar biasanya berubah secara dinamis. Dengan demikian, apabila kolom semakin diekspos ke udara luar, kemungkinan terjadinya gerak termal kritis juga meningkat. Gbr. 2.31 memperlihatkan empat jenis eksposur kolom utama, disusun menurut urutan respons termal yang meningkat ke suhu *ambient*.

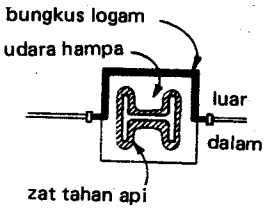


Gbr. 2.31 Column exposures.

Tingkat eksposur dari kolom, atau perilakunya, berkaitan dengan letak kolom dan pada jenis bahan penutup atau *cladding* yang digunakan. Artinya, suhu *ambient* pada kolom baja terhadap suhu udara sekitar berkaitan langsung dengan resistensi termal dari bahan yang mengelilingi kolom. Berbagai jenis insulasi kolom diciptakan untuk mengendalikan perbedaan suhu pada kolom.

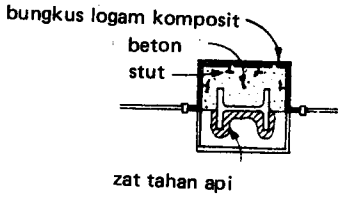
Perubahan suhu terbesar terjadi pada web baja di mana panas dari flens (flange) sebelah dalam yang hangat merambat dengan cepat ke flens (flange) sebelah luar yang dingin sehingga menyebabkan lentur. Pemecahan yang ideal adalah dengan memberikan insulasi pada kolom luar adalah untuk menciptakan suhu yang merata sepanjang kolom sehingga tidak menimbulkan perbedaan tegangan akibat suhu tersebut. Tiga jenis detail cladding utama untuk kolom yang diekspos sebagian akan dibahas di bawah ini (Acuan 2.19a).

– Cladding sederhana (Gbr. 2.32)
Insulasi kolom jenis ini paling tidak efektif karena udara yang mengelilingi kolom bereaksi langsung terhadap suhu cladding logam yang sangat rentan terhadap pengaruh suhu luar. Insulasi jenis ini tidak boleh digunakan dalam bangunan setinggi lebih dari 10 lantai.



Gbr. 2. 32

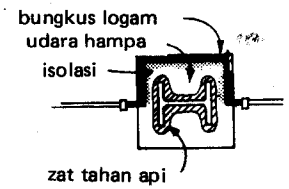
– Kolom dilindungi beton dengan cladding eksterior (Gbr. 2.33)
Di sini tercipta kulit tanpa klem komposit yang selain memberikan insulasi juga meningkatkan kekakuan struktur.



Gbr. 2. 33

– Cladding diberi insulasi (Gbr. 2.34)
Insulasi *cladding* mengendalikan peralihan suhu dari luar ke kolom. Selanjutnya akan tercipta ruang udara yang tak berhawa antara *cladding* dengan kolom sehingga memberi insulasi yang baik untuk kolom.

Gerak diferensial kolom tidak bergantung pada lokasi, dan dapat diatur dengan menggunakan mekanisme pengendalian mekanis atau fisik. Aspek ini akan dibahas lebih lanjut pada bagian ini.

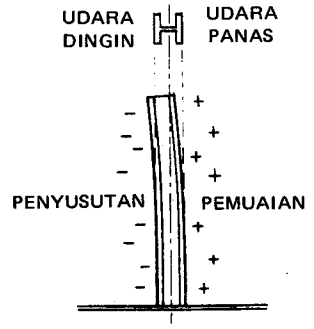


Gbr. 2. 34

Jenis dan pengaruh gerak yang diinduksi suhu

Sebagian besar gerak bangunan berhubungan dengan pengaruh yang ditimbulkan oleh suhu. Respons bangunan terhadap gerak yang diinduksi oleh suhu berbanding lurus dengan jumlah lantai struktur tersebut. Respons yang kritis terhadap beban suhu akan berkurang apabila kekakuan struktur ditingkatkan. Aksi suhu vertikal dan horizontal harus selalu dipertimbangkan untuk bangunan yang lebih tinggi dari 30 lantai. Beberapa efek gerakan yang diinduksi oleh suhu adalah:

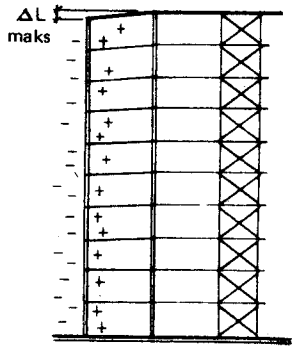
– Lentur kolom (Gbr. 2.35)
Perbedaan suhu di dalam dan di luar ruangan, yang dikenal sebagai *temperature gradient*, menyebabkan tegangan yang tak merata pada kolom luar sehingga mengakibatkan lentur.



Gbr. 2.35

– Perbedaan gerak antara kolom luar dan kolom dalam (Gbr. 2.36)

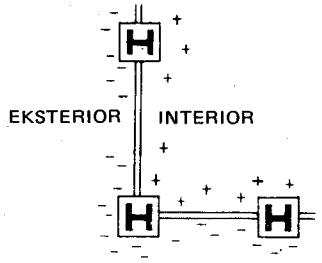
Pergeseran vertikal terjadi antara kolom eksterior dan interior apabila perubahan suhu menimbulkan pemuaian atau penyusutan sepanjang garis kolom. Suhu kolom interior pada umumnya tetap (72° F), sedangkan suhu kolom luar biasa berkisar antara –20° F hingga 120° F, bergantung pada kondisi setempat.



Gbr. 2.36

– Perbedaan gerak antara kolom luar (Gbr. 2.37)

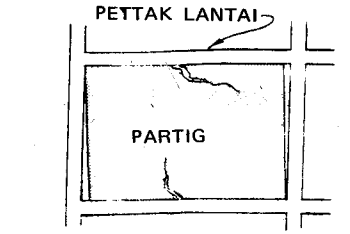
Perbedaan gerak vertikal dapat terjadi antara kolom-kolom yang mempunyai eksposur permukaan luar yang berbeda seperti halnya kolom sudut.



Gbr. 2.37

– Retak lantai (Gbr. 2.38)

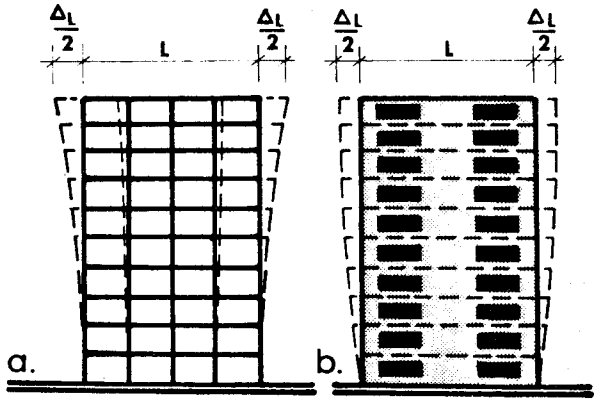
Retak pada lantai terjadi pada struktur rangka kaku akibat perubahan vertikal pada kolom luar. Perbedaan gerak terjadi sedikit demi sedikit dan paling besar pada *trave* eksterior. Dengan terjadinya perbedaan gerak pada struktur, maka jendela, dinding tirai, dan partisi menjadi peka terhadap aksi beban dan penggeseran bahan. Penggunaan bahan partisi fleksibel dan atau dilatasi dapat mengendalikan kemungkinan kerusakan yang diakibatkan oleh gerakan suhu.



Gbr. 2.38

– Perbedaan gerak antara atap dan lantai-lantai di bawahnya (Gbr. 2.39)

Perbedaan pemuaian dan penyusutan antara bidang atap yang diekspos dengan lantai-lantai di bawahnya dapat mengakibatkan retak geser pada struktur dinding pendukung batu atau lentur kolom pada suatu bangunan rangka kaku.



Gbr. 2.39

Merancang untuk beban suhu

Apabila suatu bahan dengan bentuk tertentu boleh bereaksi terhadap suhu *ambient*, maka tegangan internal yang terjadi adalah fungsi dari perubahan panjang yang diperbolehkan.

A. Apabila pemuaian atau penyusutan bebas diperbolehkan maka gaya-gaya dalam sama dengan 0. Penyendian lantai atas memungkinkan terjadinya gerak bebas, tetapi hal ini tidak mungkin pada bangunan tinggi karena akan menurunkan kakuannya (Gbr. 2.40).

B. Apabila kebebasan gerak ditiadakan dan perubahan bahan tidak diperbolehkan, maka gaya-gaya dalam adalah maksimum.

C. Apabila diberi kebebasan gerak sebagian, tetapi tidak dalam keadaan kaku, maka gaya-gaya dalam lebih besar dari nol tetapi kurang dari maksimum. Sistem ini paling sering digunakan karena ia memperhitungkan pergeseran relatif yang dapat ditoleransi oleh partisi dan finishing bangunan.

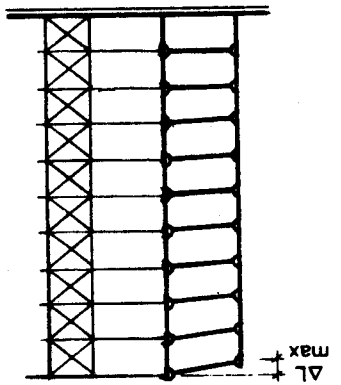
Fazlur R. Khan dan Anthony F. Nassetta (Acuan 2.19a) menyarankan agar gerak termal antara kolom baja eksterior dan interior dibatasi hanya sampai

$$\Delta L_{ALLOW} = \Delta L_{EXT} - \Delta L_{INT} \quad \frac{L_{BM}}{300} \text{ atau } 0{,}75 \text{ inci} \qquad (2.11)$$

di mana:

ΔL_{EXT} = pergeseran kolom luar
ΔL_{INT} = pergeseran kolom internal
ΔL_{BM} = jarak antar kolom

Gbr. 2.40



SOAL 2.4

Sebuah bangunan berlantai 50 mempunyai ketinggian H = 650 kaki Perubahan suhu kolom baja $\Delta_{t\ t}$ = 40° F sama dengan perbedaan antara suhu ruang dalam dengan suhu rata-rata kolom baja yang merupakan fungsi dari suhu luar dan kondisi bukaan terhadap matahari.
Koefisien termal dari pemuaian untuk baja pada lantai-lantai atas adalah:

$\alpha = 6{,}5 \times 10^{-6}$ per °F

Gerak bebas di lantai atas adalah:

$$\Delta L_1 = \alpha H \Delta_1$$
$$= (6{,}5 \times 10^{-6})\,(650)\,12\,(40) = 2{,}03 \text{ inci} \qquad (2.12)$$

Dengan anggapan bahwa deformasi yang diperkenankan adalah L = 0,75 inci, maka dihasilkan:

$$(100)\ \frac{0{,}75}{2{,}03} = 37\%$$ dari gerak bebas total

Maka 63% dari gerak keseluruhan harus dipikul oleh daya kekang struktur. Efek beban suhu harus dijumlahkan dengan beban-beban lainnya untuk menentukan reaksi bangunan keseluruhan.

Efek pemendekan kolom pada balok *trave* eksterior sebuah rangka kaku diperlihatkan secara garis besar pada Gbr. 2.41. Momen-momen pada balok adalah:

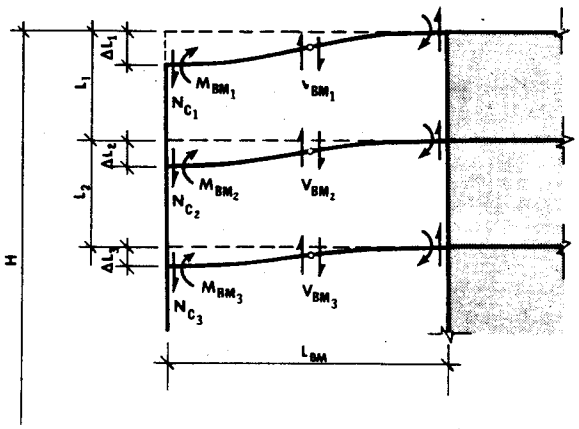
$$M_{BM} = \frac{6\,EI_{BM}}{L_{BM}{}^2}\ (\Delta L) \qquad (2.13)$$

Momen balok sama dengan:

$$M_{BM} = V_{BM}\,(\frac{L}{2})$$

Maka geser balok konstan adalah:

$$V_{BM} = \frac{12\,EI_{BM}}{L_{BM}{}^2}\ (\Delta L) \qquad (2.14)$$



Gbr. 2.41

Inersia balok pendahuluan I_{BM} dapat diperoleh dari kasus gravitasi.

Gaya aksial pada kolom eksterior di lantai atas diperoleh dari $\Delta L = NL/AE$ dan dengan demikian adalah:

$$N_{c_1} = \frac{A_{c_1} A}{L_1}\ (\Delta L_1 - \Delta L_2)$$

Kesetimbangan vertikal lantai atas menghasilkan luas kolom tambahan untuk mengimbangi tegangan suhu.

$$N_{c_1} = V_{BM_1}$$

$$A_{c_1} = \frac{12\,L_1 I_{BM_1}}{L_{BM}{}^2}\ (\frac{\Delta L_1}{\Delta L_1 - \Delta L_2})$$

Dengan mengganti persamaan 2.12, maka dihasilkan:

$$A_{c_1} = \frac{12\,HI_{BM_1}}{L_{BM}{}^2}$$

Pendekatan serupa dapat dilakukan untuk mencari gaya-gaya kolom pada lantai-lantai lainnya.

Pada perubahan volume, yang kritis adalah gerak diferensial, aksi ini dapat dikendalikan dengan beberapa cara, yaitu cara aksi fisik dan mekanis yang dikekang.

– Kekangan fisik

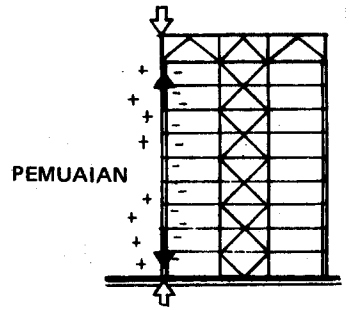
Untuk memperoleh kekangan fisik dapat dimungkinkan dengan cara-cara di bawah ini (Acuan 2.16).

– Mengkompensasi rangka atap. Rangka kaku di bagian atas bangunan meniadakan gerak diferensial antara kolom interior dan eksterior dengan memberikan kekangan tekan untuk pemuaian kolom luar, dan kekangan tarik apabila kolom dalam keadaan menyusut (Gbr. 2.42).

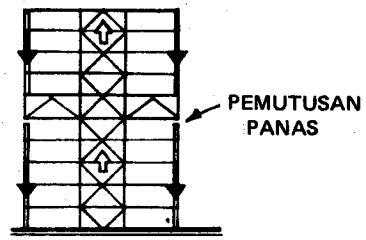
– Pengalihan termal. Sebuah rangka pengalih (compensating truss) ditempatkan pada titik-titik sentral pada rangka struktur sehingga memastikan adanya pengurangan gerak termal total sepanjang garis kolom eksterior (2.43).

– Mengekang sistem lantai. Kekakuan struktur dapat ditingkatkan dengan menempatkan kekangan di setiap lantai. Kekangan ini memerlukan balok lantai yang tinggi (Gbr. 2.44).

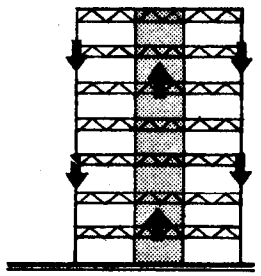
– Sambungan balok-balok kaku. Apabila kolom yang disambung kaku membentang antara kolom interior dan eksterior, akan terjadi perlawanan terhadap gerak bebas dari kolom luar. Perlawanan yang diberikan oleh balok-balok ini bergantung pada kekakuan relatifnya (Soal 2.4).



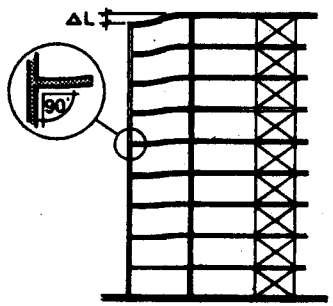
Gbr. 2.42



Gbr 2.43



Gbr. 2.44



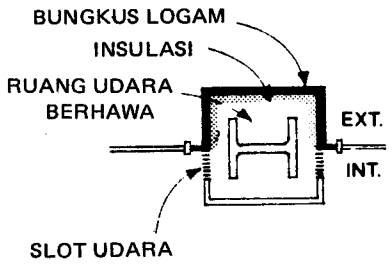
Gbr. 2.45

Kekangan mekanis

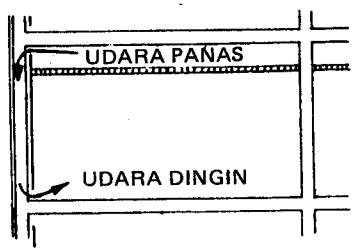
Selain insulasi kolom, kekangan mekanis dapat dicapai melalui:

Penghawaan mekanis. Kolom-kolom luar dapat dipanaskan secara mekanis dengan memaksa ventilasi udara atau unsur pemanas listrik untuk menghasilkan suhu konstan yang merata di sekitar kolom sehingga gerak kolom akibat perubahan suhu dapat dicegah. Akan tetapi, sistem struktur harus dirancang untuk mengadakan kekangan alamiah apabila terjadi kegagalan pada fungsi mekanis.

Sirkulasi udara vertikal jenis gravitasi. Pada bangunan yang tingginya lebih dari 50 lantai, pengaruh suhu pada kolom luar tidak akan terpecahkan dengan menggunakan metode insulasi mana pun yang menggunakan udara nonventilasi. Sirkulasi udara jenis gravitasi melalui ruang-ruang udara kolom memberikan suhu udara merata yang sesuai dengan lingkungan interior yang dikondisikan. Bukaan-bukaan pada bagian atas dan bawah *shaft* kolom di setiap lantai memungkinkan sirkulasi udara alamiah melalui ruang udara yang diventilasi, udara hangat masuk kolom pada ketinggian langit-langit, dan ketika menjadi dingin akan turun dan meninggalkan ruang kolom pada ketinggian lantai (Gbr. 2.46, 2.47).



Gbr. 2.46



Gbr. 2.47

Rangkak dan susut

Efek rangkak dan susut pada struktur biasanya serupa dengan yang diakibatkan oleh suhu.

Deformasi yang bergantung pada waktu, yang terjadi pada beton selama bertahun-tahun setelah pembebanan awal, dinamai rangkak. Akibat yang ditimbulkan pada umumnya terbatas pada beton, tetapi juga dapat terjadi pada kabel-kabel baja yang digunakan dalam mempraktekkan unsur-unsur bangunan. Di bawah tegangan yang terus-menerus, kabel-kabel baja akan melar secara elastis sehingga perlahan-lahan mengurangi satuan tegangan pada unsur struktur tersebut.

Rangkak pada beton bergantung pada besarnya tegangan, lamanya waktu tegangan, dan umur serta kekuatan beton ketika tegangan tersebut diterapkan. Kualitas beton dan bukaan juga merupakan faktor-faktor penting yang menentukan besaran rangkak yang terjadi.

Penyusutan bahan merupakan penyebab utama perubahan volume dalam beton, dan pada umumnya ditandai oleh kehilangan kelembaban pada bahan beton tersebut. Dengan timbulnya tegangan susut, diperlukan pengekang tambahan yang pada gilirannya akan menimbulkan beban tambahan pada beton.

Akan tetapi, penyusutan bahan dapat dikurangi sebesar 40% dengan mengurangi jumlah air yang digunakan pada campuran permulaan dengan menggunakan *admixture* plastisitas tinggi sehingga mengurangi campuran air, dan dengan *curing* beton pada suhu yang lebih rendah sehingga air yang diserap ke udara sekitar ketika beton mengeras lebih sedikit.

BEBAN DAMPAK DAN DINAMIK

Suatu bangunan akan dibebani berbagai beban nonstatik. Sesungguhnya semua beban kecuali beban mati dapat berubah. Akan tetapi, yang menjadi masalah bukanlah berapa cepat suatu beban berfluktuasi, melainkan berapa waktu yang diperlukan oleh struktur untuk menjalani satu daur getaran bebas (y.i. periode alamiah struktur).

Beban dianggap statis apabila beban tersebut berubah relatif lambat terhadap periode alamiah strukturnya (y.i. beban penghunian). Beban-beban bangunan tertentu harus dianggap dinamik relatif terhadap periode alami bangunan tipikal. Beban-beban getaran ini bisa timbul dari dalam ataupun dari luar bangunan. Sumber-sumber dari dalam gedung, misalnya, adalah lift, eskalator, peralatan mesin yang bergetar, peralatan mekanis, kendaraan bermotor, dan kran. Gaya-gaya ini tidak sekadar siklik, tetapi bisa saja terjadi percepatan atau pengurangan kecepatan kendaraan atau lift, misalnya: gaya-gaya dampak yang cukup besar dapat bekerja pada struktur pada saat-saat tertentu. Sumber-sumber dari luar gedung adalah gaya-gaya angin dan gempa, suara (misalnya raungan pesawat supersonik), dan sistem lalu lintas yang berdekatan (misalnya jalan raya, jalan kereta api, jalan kereta api bawah tanah, dan jembatan, bangunan). Selain itu, pencakar langit masa kini agak rentan terhadap gaya-gaya ini karena para perancangnya mencoba untuk menekan ketinggian serendah mungkin. Hal ini mengakibatkan pengurangan massa dan kekakuan, yaitu peningkatan periode alami getar struktur mendekati periode beban. Resonansi terjadi apabila periode alami sama dengan periode sumber sehingga menghasilkan gaya-gaya yang besar tak terhingga.

Perhatikan bahwa selain unsur statik kekakuan, analisis dinamik memperlihatkan pula aspek dinamik massanya.

Perancang bangunan harus dapat mengendalikan gaya-gaya getar tidak hanya dengan memenuhi kekuatan batang yang diperlukan, tetapi juga dengan mengisolasi struktur atau meredam geraknya. Sumber getaran dapat diisolasi dengan memisahkan sumber tersebut dari struktur. Gerak getaran dapat diatasi dengan mengendalikan transmisi getaran dari satu unsur ke unsur lainnya. Kontinuitas batang dapat diinterupsi oleh isolator *resilient* (y.i. *neopreme pads,* plat timah, pad karet, sistem lapis viskoelastik).

Analisis dinamik pada dasarnya berupaya mencari variasi waktu dari lendutan dan tegangan yang terkait langsung. Alih-alih membuat analisis dinamik yang teliti, untuk kasus tipikal biasanya beban-beban ditentukan dengan menaikkan beban hidup di

tempat-tempat kemungkinan terjadinya beban impak. Menurut American Institute of Steel Construction Specification for the Design, Fabrication, and Erection of Structural Steel for Buildings (1969), peningkatan beban hidup untuk mengimbangi efek dinamik adalah:

Untuk tumpuan lift	100%
Untuk balok tumpuan kran berjalan dan sambungan-sambungannya	25%
Untuk tumpuan peralatan ringan	20%
Untuk tumpuan mesin berputar atau unit yang digerakkan dengan motor, tak kurang dari	50%
Untuk penggantung yang menunjang lantai dan balkon	33%

Di bagian yang menerima beban dampak dan dinamik, unsur struktur dapat mengalami kelelahan. Persyaratan bangunan memperhitungkan pengurangan kekuatan karena terjadinya tegangan balik (reversal stress).

BEBAN LEDAKAN

Bangunan tidak harus hanya menahan gaya eksternal, tetapi juga gaya tekanan internal yang terjadi karena ledakan. Keruntuhan sebagian bangunan apartemen di London, Inggris, karena ledakan gas internal, menjadikan jenis beban ini sebagai perhatian utama pada tahun 1968. Sebagian besar bangunan tidak akan menemui pembebanan seperti itu; akan tetapi , kemungkinan terjadinya ledakan oleh bahan peledak karena sabotase atau pengapian gas yang mudah terbakar karena kebocoran yang tak disengaja atau api, selalu mengancam. Ledakan menimbulkan tekanan yang besar di daerah ledakan sehingga mengakibatkan beban yang sangat besar terhadap unsur-unsur bangunan dan menghancurkan jendela, dinding, dan lantai. Tekanan internal ini harus ditahan setempat, dan tidak boleh menimbulkan keruntuhan struktur secara beruntun.

Kemungkinan terjadinya beban ledakan eksternal berkisar dari *sonic boom* hingga ledakan nuklir. Kerusakan yang ditimbulkan

sonic boom relatif kecil (misalnya kaca pecah dan dinding retak). Penelitian ekstensif sedang dilakukan terhadap respons struktur terhadap efek peralatan nuklir untuk merancang bangunan yang dapat menahan serangan nuklir.

KOMBINASI BEBAN

Bangunan tinggi akan menghadapi berbagai beban sepanjang usia bangunan tersebut, dan banyak di antaranya yang bekerja bersamaan. Efek beban harus digabung apabila bekerja pada garis kerja yang sama dan harus dijumlahkan. Keadaan ini membuat kita harus merancang struktur yang mempertimbangkan semua kemungkinan kombinasi pembebanan.

Kemungkinan terjadinya beban kombinasi harus dievaluasi secara statistik dan diramalkan akibatnya. Apabila penentuan aksi beban dilakukan lebih tepat, maka faktor keamanan yang dibuat untuk mencegah hal-hal yang tidak diketahui dapat dikurangi.

Kombinasi beban yang efektif disyaratkan dalam peraturan. Disadari bahwa beban meteorologi maksimum kemungkinan tidak akan terjadi dalam waktu yang bersamaan dengan nilai penuh dari beban hidup lainnya. Oleh karena itu, peraturan membolehkan peningkatan tegangan izin sebesar 33% apabila beban hidup secara penuh digunakan bersama-sama dengan beban angin atau gempa.

BAB III
PENGANTAR KEPADA STRUKTUR BANGUNAN TINGGI

Suatu pemahaman mendasar harus ditetapkan sebelum kita memulai telaah yang rinci mengenai bangunan tinggi. Selanjutnya pembahasan berikut ini mencoba melacak perkembangan bangunan tinggi dalam konteks sejarahnya; lalu akan diperkenalkan sistem struktur bangunan yang tipikal dari segi penataan geometrinya. Bab ini ditutup dengan mengaitkan struktur bangunan terhadap penentu-penentu rancangan lainnya.

PERKEMBANGAN BANGUNAN TINGGI

Bangunan tinggi pertama telah ada pada zaman purba. Struktur dinding penahan beban setinggi 10 lantai sudah digunakan di kota-kota Kerajaan Romawi. Kota-kota di Barat berkembang sangat cepat pada abad kesembilan belas, dan kepadatan penduduk menyebabkan timbul kembalinya bangunan-bangunan tinggi yang menghilang dengan runtuhnya Kerajaan Romawi. Prinsip struktur dinding penahan dari bahan batu digunakan kembali. Akan tetapi, keterbatasan sistem struktur jenis ini adalah bahwa dengan bertambahnya tinggi bangunan, ketebalan dinding (yang berarti berat bangunan) harus bertambah pula, berbanding langsung dengan sifat gaya gravitasi.

Keterbatasan konstruksi ini jelas terlihat pada Monadnock Building (1891) berlantai 16 di Chicago, Amerika Serikat, yang memerlukan dinding setebal 6 kaki di bagian dasarnya.

Penggunaan sistem rangka yang ringan tampaknya merupakan jawaban paling tepat karena rangka besi, dan kemudian baja, memungkinkan bangunan menjadi lebih tinggi serta bukaan yang lebih besar dan banyak. Perkembangan rangka baja memerlukan

waktu lebih dari 100 tahun. Selama itu, selain baja harus diakui sebagai bahan bangunan, metode produksi pun terus dikembangkan. Hal ini menuntut penelitian tentang perilaku bahan baru tersebut agar menghasilkan bentuk batang dan bentuk rakitan yang paling baik. Selain itu diperlukan pula pengembangan detail yang cermat dan keterampilan pertukangan.

Para insinyur abad kesembilan belas membuat para arsitek menyadari potensi unsur rangka ini. Mereka memperluas penggunaannya pada jembatan, pabrik, pergudangan, dan ruang pameran. Pengaruh ini dapat diamati sampai ke tahun 1801 pada sebuah pabrik kapas rangka baja berlantai tujuh di Manchester, Inggris, yang menggunakan kolom dan balok baja sebagai kerangka interior. Baja profil I digunakan di gedung ini, mungkin untuk pertama kali. Para perancangnya secara intuisi mengenal efisiensi bentuk itu dalam menahan lendutan. Sebenarnya, pabrik ini menjadi dasar pengembangan rangka baja yang kemudian muncul di Chicago pada sekitar tahun 1890.

Crystal Palace, yang dibangun untuk Pameran Internasional London pada tahun 1851, merupakan rangka baja lengkap yang pertama. Konstruksi berat sistem dinding pendukung yang ketika itu mendasari standar arsitektur seolah ditantang oleh efek antigravitasi dari bidang-bidang kaca dan rangka kayu-baja. Bangunan ini memperlihatkan pendekatan berskala besar yang pertama menuju produksi massal. Pembagian ruang direncanakan berdasarkan lembar standar gelas yang terbesar (panjang 4 kaki) dan proses konstruksi diperlihatkan sebagai bagian dari rancangannya.

Mercusuar di Black Harbor, Long Island, yang dibangun pada tahun 1843, adalah struktur rangka baja tempa pertama di Amerika Serikat. Sepuluh tahun kemudian, beberapa bangunan menggunakan rangka interior bersama-sama dengan dinding pendukung fasade batu. Rangka interior terdiri dari kolom baja cor yang mendukung balok baja tempa.

Sebelum bangunan tinggi dapat tanggap terhadap potensi rangka baja yang baru ini, terlebih dahulu harus dikembangkan sarana angkut vertikal. Elevator pertama muncul pada tahun 1851

di sebuah hotel di Fifth Avenue, New York. Sistem rel vertikal disempurnakan menjadi sistem gantung pada tahun 1866, tetapi kemungkinan penggunaan elevator untuk bangunan tinggi pertama kali diakui pada Equitable Life Insurance Company Building di New York pada tahun 1870. Selanjutnya, William Jennings mengembangkan sistem rangka pada Home Insurance Building di Chicago pada tahun 1883. Bangunan tinggi ini adalah contoh pertama yang seluruhnya didukung oleh rangka baja sementara fasade dinding batu hanya memikul beban sendiri. Bangunan ini juga merupakan yang pertama kali menggunakan balok baja di bagian atasnya. Pada tahun 1889 bangunan Jennings yang kedua, Leiter Building, merupakan yang pertama kali menggunakan rangka baja murni, yang tidak menggunakan dinding pendukung sama sekali.

Gedung Rand McNally kedua yang berlantai sembilan (1889, Chicago) oleh Burnham and Root merupakan yang pertama menggunakan rangka baja seluruhnya. Mereka juga mengembangkan konsep geser vertikal pada Masonic Temple berlantai 20 (1891, Chicago). Pada ketinggian ini gaya angin menjadi pertimbangan rancangan yang penting. Untuk meningkatkan kekakuan lateral rangka baja tersebut, para arsiteknya memperkenalkan pengaku diagonal (diagonal bracing) pada rangka fasade, dan dengan demikian menciptakan prinsip rangka vertikal atau dinding geser.

Perbaikan metode rancangan baja memungkinkan bangunan gedung tumbuh terus ke atas: pada tahun 1905, Metropolitan Tower Building berlantai 50 dibangun di New York, diikuti oleh Empire State Building berlantai 102, juga di New York pada tahun 1931. Perbaikan teknik membangun selanjutnya diarahkan untuk mengembangkan tata letak rangka, perbaikan kualitas bahan, dan teknik konstruksi yang lebih baik dan bukan pada peningkatan ketinggian.

Pada tahun 1890-an beton mulai menempatkan diri sebagai bahan struktur yang lumrah. Para perancang seperti Auguste Perret, Francoise Hennebique, dan Tony Garnier di Prancis serta Robert Maillart di Swis adalah sebagian di antara para penemu

beton bertulang. Perret adalah yang pertama kali menggunakan rangka beton bertulang dalam konstruksi bangunan tinggi dan mengungkapkannya secara arsitektural dalam Rue Apartment Building (Paris, 1903). Pada saat yang sama, Ingall Building berlantai 16 di Cincinnati adalah pencakar langit rangka beton yang pertama di dunia. Akan tetapi, pada paruh abad pertama, bangunan beton hanya muncul secara sporadis. Ketika itu tidak ada usaha untuk mencari sifat bahan ini yang sebenarnya; sistem beton pada umumnya meniru pendekatan rangka baja. Akan tetapi, setelah Perang Dunia II sikap ini berubah. Teknik konstruksi yang canggih, bersama-sama dengan pengembangan bahan-bahan berkualitas tinggi, mulai menghasilkan konsep-konsep perancangan baru seperti plat rata (flat slab) dan dinding grid fasade pendukung (load bearing facade grid wall). Kedua sistem ini mulai menyaingi plat satu arah yang tradisional dan dinding tirai (curtain wall) tipikal untuk struktur rangka kaku. Pencakar langit seperti Marina City Towers (Chicago, 1963) benar-benar mengungkapkan watak seni pahat monolitik dari bahan beton.

STRUKTUR BANGUNAN TINGGI YANG LAZIM

Maksud bagian ini adalah untuk memperkenalkan sistem-sistem bangunan tinggi pendukung beban yang lazim dijumpai. Unsur-unsur struktur dasar bangunan adalah sebagai berikut:

- Unsur linier.
  Kolom dan balok. Mampu menahan gaya aksial dan gaya rotasi.
- Unsur permukaan
  Dinding. Bisa berlubang atau berangka, mampu menahan gaya-gaya aksial dan rotasi.
  - Plat. Padat atau beruas, ditumpu pada rangka lantai, mampu memikul beban di dalam dan tegak lurus terhadap bidang tersebut.

Proyek Pembinaan Perpustakaan
Jawa Timur
T. A. 1995 / 1996

– Unsur spasial
  – Pembungkus fasade atau inti (core), misalnya dengan mengikat bangunan agar berlaku sebagai suatu kesatuan.

Perpaduan dari unsur-unsur dasar di atas akan membentuk struktur tulang dari bangunan. Kita dapat membayangkan berbagai kemungkinan pemecahan yang tak terhingga. Hanya tipe-tipe bangunan yang lazim akan dibahas pada Gambar 3.1.

– Dinding pendukung sejajar (Gbr. 3.1a)
  (parallel bearing walls)

Sistem ini terdiri dari unsur-unsur bidang vertikal yang dipratekan oleh berat sendiri, sehingga menyerap gaya aksi lateral secara efisien. Sistem dinding sejajar ini terutama digunakan untuk bangunan apartemen yang tidak memerlukan ruang bebas yang luas dan sistem-sistem mekanisnya tidak memerlukan struktur inti.

– Inti dan dinding pendukung fasade (Gbr. 3.1b)
  (core and facade bearing walls)

Unsur bidang vertikal membentuk dinding luar yang mengelilingi sebuah struktur inti. Hal ini memungkinkan ruang interior yang terbuka, yang bergantung pada kemampuan bentangan dari struktur lantai. Inti ini memuat sistem-sistem transportasi mekanis dan vertikal serta menambah kekakuan bangunan.

– Boks berdiri sendiri (Gbr. 3.1c)
  (self supporting boxes)

Boks merupakan unit tiga dimensi prefabrikasi yang menyerupai bangunan dinding pendukung pada Gbr. 3.1a apabila diletakkan di suatu tempat dan digabung dengan unit lainnya. Dalam contoh tersebut boks-boks ini ditumpuk seperti bata dengan "pola *English bond*" sehingga terjadi susunan balok dinding berselang-seling.

– Plat terkantilever (Gbr. 3.1d)
  (cantilevered slab)

Pemikulan sistem lantai dari sebuah inti pusat akan memungkinkan ruang bebas kolom yang batas kekuatan platnya adalah batas besar ukuran bangunan. Besi akan banyak diperlukan, terutama apabila proyeksi pelat adalah besar. Kekakuan pelat dapat ditingkatkan dengan menggunakan teknik-teknik pratekan.

– Plat rata (Gbr. 3.1e)
  (flat slab)

Sistem bidang horizontal pada umumnya terdiri dari plat lantai beton tebal rata yang ditumpu pada kolom. Apabila tidak terdapat penebalan plat dan atau kepala pada bagian atas kolom, maka sistem ini dikatakan sistem plat rata. Pada kedua sistem ini tidak terdapat balok yang dalam (deep beam) sehingga tinggi lantai bisa minimum.

– Interspasial (Gbr. 3.1f)
  (interspatial)

Struktur rangka tinggi selantai yang terkantilever diadakan pada setiap lantai antara untuk memungkinkan ruang fleksibel di dalam dan di atas rangka. Ruangan yang berada di dalam lantai rangka digunakan untuk peralatan tetap, dan ruangan bebas pada lantai di atasnya dapat digunakan untuk kegiatan lainnya.

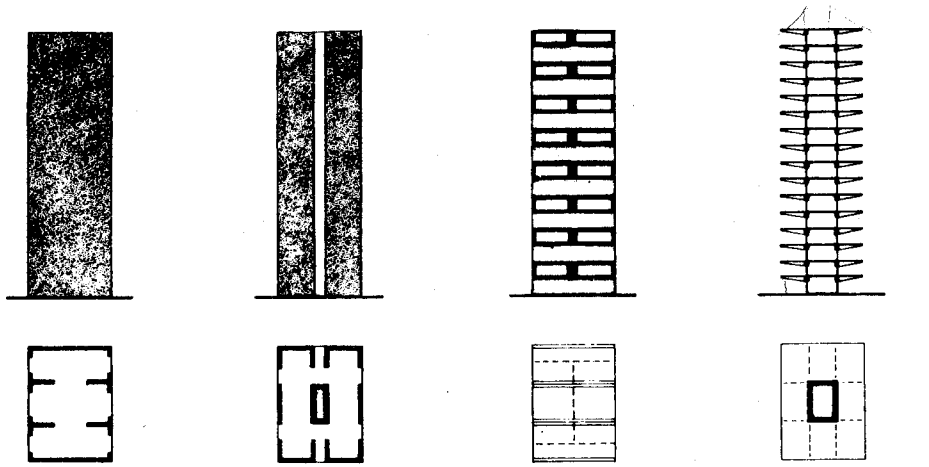
– Gantung (Gbr. 3.1g)
  (suspension)

Sistem ini memungkinkan penggunaan bahan secara efisien dengan menggunakan penggantung sebagai pengganti kolom untuk memikul beban lantai. Kekuatan unsur tekan harus dikurangi karena adanya bahaya tekuk, berbeda dengan unsur tarik, yang dapat mendayagunakan kemampuannya secara maksimal. Kabel-kabel ini meneruskan beban gravitasi ke rangka di bagian atas yang terkantilever dari inti pusat.

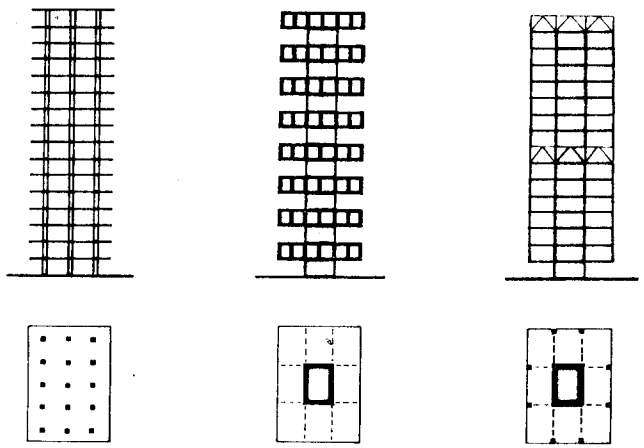
– Rangka selang-seling (Gbr. 3.1h)
  (staggered truss)

Rangka tinggi selantai disusun sedemikian rupa sehingga setiap lantai bangunan menumpang di bagian atas suatu rangka dan di bawah rangka di atasnya. Selain memikul beban vertikal, susunan rangka akan mengurangi tuntutan kebutuhan ikatan angin dengan cara mengarahkan beban angin ke dasar bangunan melalui balok-balok dan plat lantai.

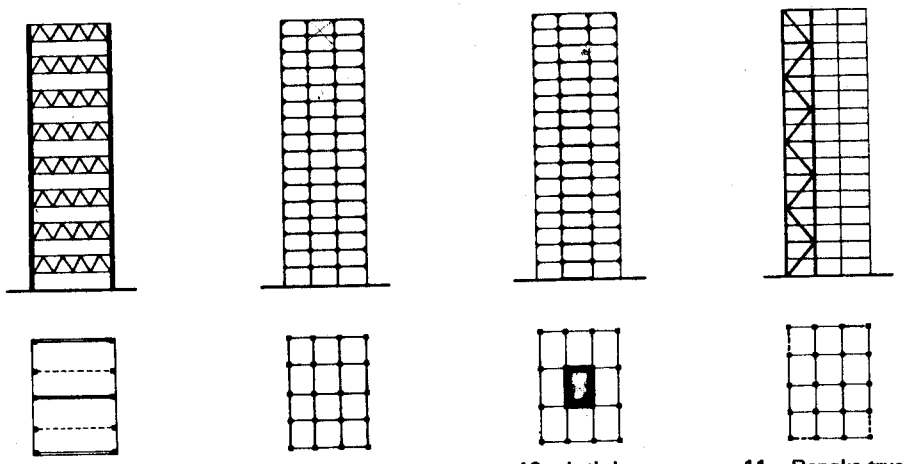
– Rangka kaku (Gbr. 3.1i)
  (rigid frame)



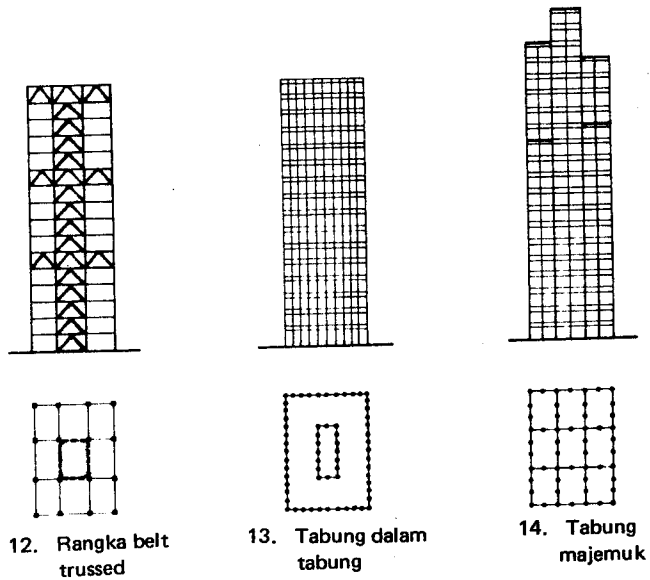
1. Dinding pendukung sejajar
2. Inti dan dinding pendukung
3. Kotak berdiri sendiri
4. Plat terkantilever



5. Plat rata
6. Interspasial
7. Gantung



8. Staggered truss
9. Rangka kaku
10. Inti dan rangka kaku
11. Rangka trussed



12. Rangka belt trussed
13. Tabung dalam tabung
14. Tabung majemuk

Gbr. 3.1: Sistem-sistem bangunan bertingkat-tinggi

Sambungan kaku digunakan antara susunan unsur linear untuk membentuk bidang vertikal dan horizontal. Bidang vertikal terdiri dari kolom dan balok, biasanya pada grid persegi. Organisasi grid serupa juga digunakan untuk bidang horizontal yang terdiri atas balok dan gelagar. Dengan keterpaduan rangka spasial yang bergantung pada kekuatan kolom dan balok, maka tinggi lantai ke lantai dan jarak antara kolom menjadi penentu pertimbangan rancangan.

– Rangka kaku dan inti (Gbr. 3.1j)
  (rigid frame and core)

Rangka kaku bereaksi terhadap beban lateral, terutama melalui lentur balok dan kolom. Perilaku demikian berakibat ayunan (drift) lateral yang besar pada bangunan dengan ketinggian tertentu. Akan tetapi, apabila dilengkapi dengan struktur inti, ketahanan lateral bangunan akan sangat meningkat karena interaksi inti dan rangka. Sistem inti ini memuat sistem-sistem mekanis dan transportasi vertikal.

– Rangka trussed (Gbr. 3.1k)
  (trussed frame)

Gabungan rangka kaku (atau bersendi) dengan rangka geser vertikal akan memberikan peningkatan kekuatan dan kekakuan struktur. Rancangan struktur dapat berdasarkan penggunaan rangka untuk menahan beban gravitasi dan rangka vertikal untuk beban angin, yang serupa dengan rangka kaku dan inti.

– Rangka belt-trussed dan inti (Gbr. 3.1l)
  (belt-trussed frame and core)

Belt truss mengikat kolom fasade ke inti sehingga meniadakan aksi terpisah rangka dan inti. Pengakuan ini dinamai *cap trussing* apabila berada pada bagian atas bangunan, dan *belt trussing* apabila berada di bagian bawahnya.

– Tabung dalam tabung (Gbr. 3.1m)
  (tube in tube)

Kolom dan balok eksterior ditempatkan sedemikian rapat sehingga fasade menyerupai dinding yang diberi pelubangan (untuk jendela). Seluruh bangunan berlaku sebagai tabung kosong yang

terkantilever dari tanah. Inti interior (tabung) meningkatkan kekakuan bangunan dengan ikut memikul beban bersama kolom-kolom fasade.

– Kumpulan tabung (Gbr. 3.1n)
  (bundled tube)

Sistem kumpulan tabung dapat digambarkan sebagai suatu himpunan tabung-tabung terpisah yang membentuk tabung multisel. Pada sistem ini kekakuan bertambah. Sistem ini memungkinkan bangunan mencapai bentuk yang paling tinggi dan daerah lantai yang paling luas.

PERTIMBANGAN UMUM PERENCANAAN

Pemilihan struktur untuk bangunan tinggi tidak hanya berdasarkan atas pemahaman struktur dalam konteksnya semata. Pemilihannya lebih ke arah faktor fungsi dikaitkan dengan kebutuhan budaya, sosial, ekonomi, dan teknologi. Kita harus ingat bahwa struktur hanyalah satu di antara berbagai pertimbangan. Beberapa faktor yang terutama berkaitan dengan perencanaan teknologi dari bangunan tinggi akan dibahas pada bagian berikut ini.

Pertimbangan umum ekonomi

Para arsitek biasanya cenderung tertarik untuk menanggapi maksud dari berbagai jenis bangunan untuk menghasilkan uang. Dengan memahami aspek-aspek ekonomi dalam proses merancang, ia dapat meningkatkan kemungkinan untuk menciptakan arsitektur yang lebih baik.

Hal yang penting untuk disadari adalah bahwa penentuan sistem bangunan tidak boleh berupa sekadar keinginan yang tak berdasar, tetapi harus memasukkan pertimbangan faktor-faktor ekonomi secara cermat. Dalam hal ini, dua atau beberapa metode konstruksi yang berbeda dapat membuat bangunan berdiri dan kelihatan serupa, tetapi salah satu sistem akan dibangun dengan lebih ekonomis.

Seorang perancang harus memikirkan tidak hanya berapa besar biaya proyek yang akan dibangun, tetapi juga berapa besar biaya yang diperlukan oleh proyek untuk beroperasi setelah selesai (y.i. biaya untuk utilitas, pemeliharaan, asuransi, pajak, bunga pinjaman); ia harus berurusan dengan ekonomi bangunan. Dengan bertambah tingginya bangunan, lebih banyak ruang akan diperlukan untuk struktur, sistem mekanis, dan lift, sehingga luas lantai sewa akan berkurang. Selain itu, harga lift dan sistem mekanis menjadi semakin meningkat dengan bertambahnya tinggi gedung. Demikian juga untuk keuntungan pemborong karena peralatan yang lebih canggih diperlukan apabila bangunan bertambah tinggi. Akan tetapi, semua biaya ini dapat diimbangi oleh harga tanah yang sangat tinggi dan kebutuhan akan lokasi tertentu untuk bangunan tersebut. Dengan semakin tingginya bangunan, harga lahan per luas lantai bangunan menjadi semakin menurun. Demikian pula biaya pengelolaan dapat ditekan karena biaya per luas lantai pun akan menurun berhubung dengan biaya untuk mengelola satu gedung akan lebih sedikit dibandingkan dengan beberapa bangunan kecil.

Evaluasi yang tepat dari semua pertimbangan ekonomi yang rumit untuk bangunan tinggi menjadi semakin bergantung pada komputer. Menafsirkan semua faktor dan kerumitan setiap faktor yang berkaitan dengan bangunan pencakar langit masa kini adalah di luar kemampuan perhitungan manual.

Koordinasi antara arsitek, insinyur, dan kontraktor pada saat merencanakan suatu proyek akan meningkatkan potensi untuk mencapai pemecahan ekonomis. Kerja sama kelompok demikian dapat memungkinkan dimulainya pelaksanaan sebelum seluruh gambar kerja diselesaikan. Apabila pelaksanaan bisa dipercepat, maka penghematan bangunan dapat dilakukan, terutama terhadap inflasi harga bahan bangunan, dan keuntungan dapat diraih lebih dini.

Kondisi tanah

Penampilan suatu bangunan bergantung pada kekuatan daya dukung tanah di bawahnya. Pondasi atau substruktur akan mengikat superstruktur ke tanah. Pondasi ini menerima beban dan meneruskannya ke tanah yang akan mampu menerimanya. Pemilihan jenis bangunan juga merupakan fungsi geologi tapaknya. Kondisi tanah harus diperiksa sebelum sistem struktur apa pun diputuskan sehingga perilakunya dapat diketahui. Apabila, misalnya, kemampuan daya dukung tanah agak rendah di suatu tempat, maka tiang pancang atau *caisson* akan diperlukan untuk mencapai lapisan pendukung yang diinginkan. Dalam keadaan ini kondisi seperti beton akan lebih mahal daripada konstruksi baja ringan. Apa pun masalahnya, ketiga variabel struktur bangunan – superstruktur, substruktur, dan tanah – masih memberikan kebebasan komposisi dikaitkan dengan sistem struktur yang dipilih.

Rasio tinggi-lebar suatu bangunan

Dengan meningkatnya rasio minimum tinggi terhadap lebar suatu bangunan, kekakuan bangunan pun harus ditingkatkan. Kekakuan struktur bangunan bergantung pada ukuran dan jumlah *trave*, sistem struktur, dan kekakuan unsur dan sambungan. Rasio tinggi-lebar umum untuk suatu struktur rangka bidang berkisar dari 5 sampai 7.

Biasanya dalam merancang bangunan tinggi di kota, pada tapak yang dipilih sudah ditentukan rasio tinggi-lebar maksimum, dan si perancang harus memilih sistem yang dapat menjawab masalah ayunan lateral dan ukuran *trave* yang diinginkan.

Pertimbangan fabrikasi dan pembangunan

Perencanaan prosedur fabrikasi dan pembangunan merupakan faktor-faktor yang penting dalam mempertimbangkan pilihan sistem struktur, bahkan faktor-faktor ini dapat menjadi per-

timbangan yang menentukan metode konstruksi prefab. Sistem demikian digunakan karena mengurangi biaya upah kerja dan waktu yang diperlukan untuk pembangunan gedung. Komponen struktur yang digunakan harus sesedikit mungkin agar waktu pelaksanaan dapat dikurangi. Bentuk-bentuk tertutup yang rumit harus dihindari, dan pengelasan di lapangan harus sesedikit mungkin. Maka, sebelum memilih metode konstruksi, prosedur fabrikasi dan pembangunan harus diketahui.

Pertimbangan mekanis

Sistem mekanis – terdiri dari sistem-sistem HVAC (Heating, ventilating, and air conditioning), lift, listrik, pipa air, dan pembuangan sampah – rata-rata menghabiskan sepertiga dari keseluruhan biaya bangunan tinggi. Faktor yang cukup menonjol ini jelas menuntut bahwa pemilihan sistem struktur harus berdasarkan pertimbangan pelayanan bangunan di atas. Sistem pemasok energi dapat dipusatkan pada inti-inti (core) mekanis yang dipadukan dengan daerah inti umum. Kadang-kadang ruangan *ducting* terpisah ditempatkan pada fasade eksterior, atau digunakan sistem interspasial dengan lantai mekanis untuk peralatan pelayanan yang berat. Semua pendekatan ini mempunyai pengaruh khusus terhadap penampilan bangunan keseluruhan dan pemilihan suatu sistem struktur yang ekonomis.

Pertimbangan tingkat bahaya kebakaran

Pada bangunan tinggi, api menjadi pertimbangan penting karena dua hal. Pertama, karena hampir semua lantai berada di luar jangkauan tangga pemadam kebakaran, upaya pemadaman dan penyelamatan hanya mungkin dilakukan dari dalam bangunan. Kedua, evakuasi darurat yang menyeluruh mustahil dilakukan dalam waktu yang sangat singkat.

Bahaya kebakaran tidak separah akibat yang ditimbulkan oleh asap dan uap beracun yang menimbulkan banyak korban. Dengan

demikian, sesuai dengan tuntutan persyaratan pengamanan terhadap bahaya kebakaran, suatu konstruksi bangunan harus memenuhi hal-hal sebagai berikut:

- Ketahanan struktur untuk waktu tertentu dengan menggunakan bahan-bahan tahan api yang tidak akan terbakar atau menghasilkan asap.
- Pembatasan penjalaran api agar penyebarannya ke bagian bangunan lainnya dapat dicegah.
- Sistem keluar (exit) yang memadai.
- Sistem peringatan dini terhadap api dan asap yang efektif.
- *Sprinkler* dan ventilasi untuk panas dan asap.

Persyaratan pengamanan ini berbeda sesuai dengan sifat bangunan dan penggunaannya, misalnya penggunaan khusus untuk orang-orang cacat fisik atau bangunan yang memuat peralatan yang penting.

Pertimbangan setempat

Setiap kota mempunyai persyaratan khusus tertentu. Peraturan *zoning* dan bangunan akan mengharuskan persyaratan yang akan mempengaruhi pemilihan sistem konstruksi. Misalnya, apabila ada pembatasan ketinggian, sedangkan lantai yang harus dibangun adalah maksimum, maka tinggi lantai ke lantai berikutnya harus diusahakan sekecil mungkin sehingga menyebabkan pemilihan sistem beton plat datar atau prinsip pratekan.

Situasi yang melibatkan hak atas ruang udara dijumpai pada bangunan yang berdiri di atas jalan, rel kereta api, atau bahkan di atas bangunan lainnya. Bangunan-bangunan demikian biasanya mempunyai ukuran kolom tertentu dan balik-baloknya harus dibuat sekecil mungkin agar memperoleh ruang bebas yang semestinya.

Demikian pula upah kerja setempat dan peraturan perburuhan dapat menjadikan suatu metode konstruksi lebih ekonomis dibandingkan dengan yang lain. Misalnya upah kerja yang murah di negara-negara tertentu akan menyebabkan pilihan konstruksi

batu atau beton lebih ekonomis walaupun diperlukan perancah yang rumit.

Ketersediaan dan harga bahan konstruksi utama

Lokasi bangunan bisa dekat dengan sumber-sumber bahan konstruksi tertentu. Hal ini dapat mengurangi biaya angkutan dan menyebabkan bahan yang di pasaran mahal menjadi murah. Apabila dekatnya bahan bangunan tidak menjadi faktor, maka ketersediaannya harus dipertimbangkan. Apabila bahan yang diinginkan sulit diperoleh, maka hal ini akan menyebabkan keterlambatan penyelesaian bangunan dan membebani biaya pembangunan. Pertimbangan demikian harus diperiksa bersama-sama dengan harga bahan yang akan dipilih.

BAB IV
BIDANG STRUKTUR VERTIKAL

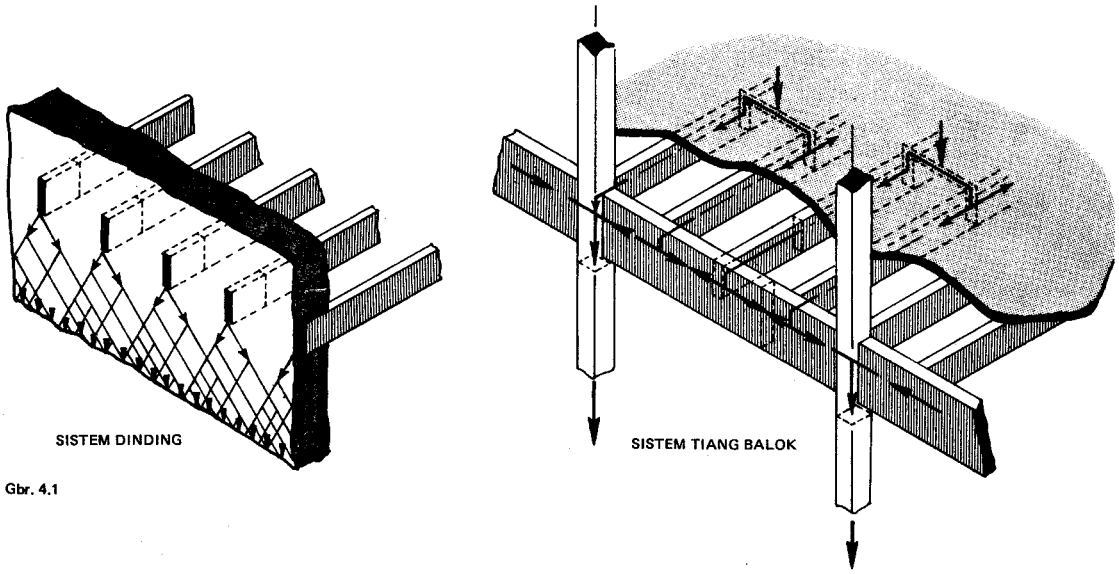
Struktur bangunan terdiri dari bidang-bidang vertikal seperti dinding dan atau rangka beserta bidang-bidang horizontal berupa struktur lantai.

Gaya gravitasi dan lateral disebar melalui struktur lantai ke bidang-bidang vertikal bangunan, lalu dari bidang-bidang ini ke bumi. Intensitas, arah, dan jenis aksi dari aliran gaya bergantung pada bentuk bidang-bidang vertikal dan juga pada susunannya di dalam volume bangunan.

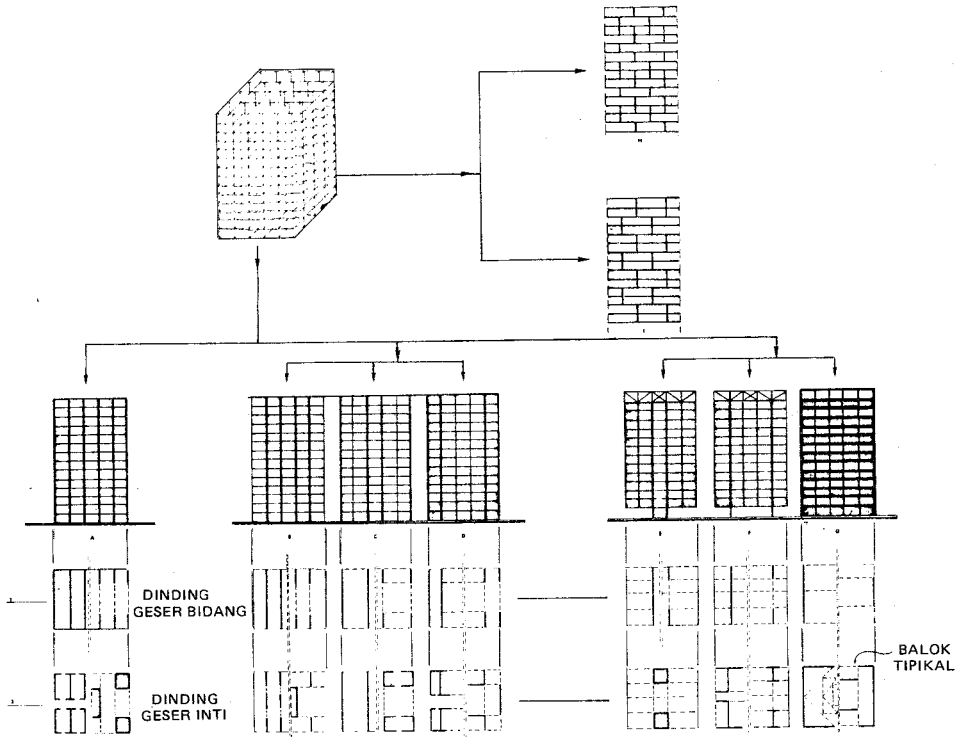
PENYEBARAN GAYA-GAYA VERTIKAL

Beban gravitasi yang bekerja pada suatu bangunan harus diteruskan melalui bidang vertikal menerus atau membentuk sudut dengan permukaan tanah. Bidang-bidang vertikal ini bisa berupa jenis rangka tiang dan balok (post and beam) atau sistem dinding, yang bisa padat atau berangka (Gbr. 4.1).

Aliran gravitasi jelas bergantung pada susunan bidang-bidang struktur vertikal di dalam bangunan. Pada Gbr. 4.2 sebuah grid ruang yang diatur lima *trave* telah dipilih, dan suatu proses telah dikembangkan untuk memperlihatkan beraneka ragam kemungkinan susunan. Bidang-bidang struktur vertikal bisa berundak (Gbr. 4.2h, i) atau menerus (Gbr. 4.2a-g). Kedua sistem berundak memberi gambaran mengenai berbagai kemungkinan susunan bentuk. Contoh-contoh yang menggunakan bidang vertikal menerus dibagi lagi menurut jumlah dan penempatan bidang-bidang di dalam grid ruang tertentu.



Gbr. 4.1

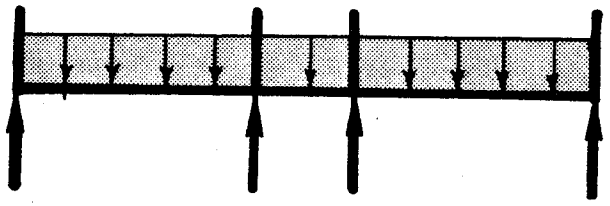


Gbr. 4.2: Sistem penyebar beban lateral

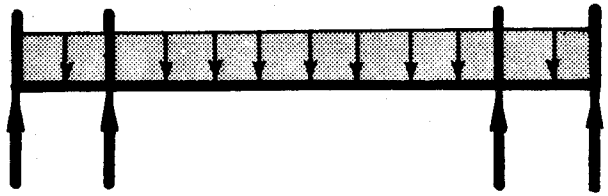
- Bidang-bidang disebar secara merata sepanjang bangunan atau dipusatkan pada bagian tengah dan fasade (Gbr. 4.2a, c) atau seperti pada contoh Gbr. 4.3.
- Bidang-bidang membentuk pembungkus luar untuk bangunan (Gbr. 4.2a, g) atau seperti pada contoh Gbr. 4.4.
- Bidang-bidang dipusatkan pada bagian tengah bangunan (Gbr. 4.2b, e) atau seperti pada contoh Gbr. 4.5.

Berbagai kemungkinan penempatan sistem struktur vertikal pada denah bangunan ditunjukkan pada bagian bawah Gbr. 4.2. Sistem-sistem ini dikenal sebagai dinding geser (lihat pembahasan mengenai sistem penyebaran beban lateral) yang dapat dipandang sebagai sistem tiang dan balok, rangka, atau dinding padat. Dinding bisa berupa sistem permukaan linear (garis 1) atau sistem inti tiga dimensi tertutup ataupun berundak (garis 2). Selanjutnya sistem bidang dinding dibagi menjadi permukaan menerus melalui seluruh bangunan (paruh bagian kiri setiap denah pada garis 1) atau sekumpulan dinding yang dihubungkan dengan balok (paruh bagian kanan setiap denah pada garis 1).

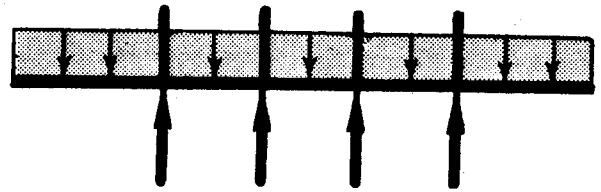
Dari segi geometris murni, berbagai susunan dinding yang berbeda dapat diciptakan di dalam suatu grid ruang tertentu. Pembahasan ini terutama memberikan fleksibilitas pemikiran untuk menetapkan keteraturan struktur dan memungkinkan kita untuk membayangkan aliran gravitasi dari plat ke balok lalu ke dinding.



Gbr. 4.3



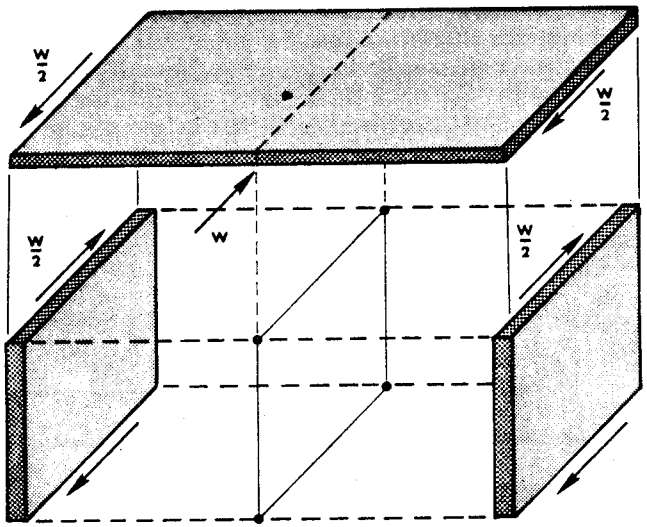
Gbr. 4.4



Gbr. 4.5

PENYEBARAN GAYA-GAYA LATERAL

Struktur bangunan harus memiliki kemampuan untuk menahan berbagai jenis gaya lateral seperti yang disebabkan oleh angin atau gempa. Dengan demikian, suatu jenis pengaku harus disediakan pada arah memanjang dan melintang bangunan. Gaya-gaya lateral disebar melalui lantai yang bertindak sebagai balok horizontal ke bidang-bidang bangunan vertikal yang diperlaku. Selanjutnya bidang-bidang ini meneruskan gaya-gaya ke pondasi (Gbr. 4.6). Hanya sambungan geser antara bidang-bidang horizontal (lantai) dan bidang-bidang vertikal dapat meneruskan gaya lateral. Sambungan sendi (rol) di antara bidang-bidang tersebut hanya meneruskan beban gravitasi. Jumlah dan jenis sitem penyebaran lateral akan menentukan besarnya tekanan yang bekerja pada permukaan tanah. Jelaslah bahwa tekanan terhadap tanah yang melebihi batas harus dihindari.

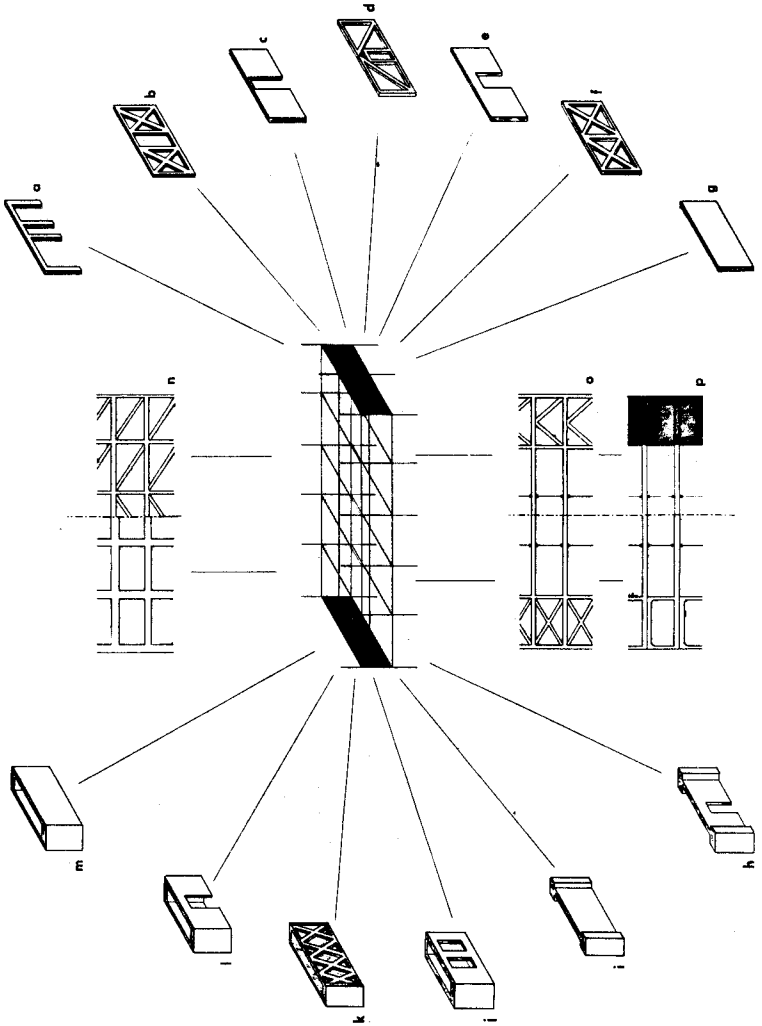


Gbr. 4.6

Sistem penyebaran lateral dasar

Pembahasan mengenai sistem penyebaran lateral berkaitan erat dengan Gbr. 4.7 dan suatu grid bangunan yang umum terlihat pada tengah-tengah gambar tersebut. Sistem struktur yang berbeda, dinyatakan pada lingkaran luar, dapat dimuat ke dalam grid. Keterikatan sistem-sistem ini terhadap keseluruhan bangunan akan dibahas kemudian pada bab ini dan juga pada bagian-bagian lainnya.

Penerusan gaya-gaya lateral sepanjang arah melintang bangunan dapat dicapai dengan sistem struktur yang diperlihatkan pada lingkaran luar pada Gbr. 4-7. Sistem-sistem ini diatur menurut derajat kekakuannya, mulai dari yang paling sedikit kekakuannya, yaitu rangka kaku (rigid frame, Gbr. 4.7a), dan berakhir dengan sistem paling kaku, yaitu inti padat tertutup (closed solid core, Gbr. 4.7m). Derajat kekakuan diukur dengan konstanta pegas K yang merupakan fungsi dari deformasi lateral Δ yang dihasilkan oleh gaya P: $K = P/\Delta$.



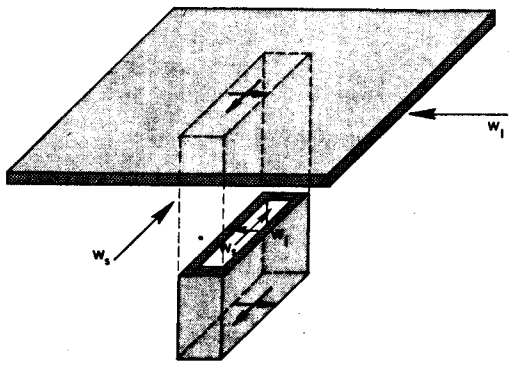
Gbr. 4.7: Sistem penyebar gaya lateral

Penyebaran lateral gaya-gaya sepanjang sumbu memanjang bangunan dapat dicapai melalui berbagai cara:

- Melawan secara terus-menerus melalui aksi rangka kaku atau *truss.*
- Memperkaku *trave* tertentu dari bangunan dengan rangka kaku atau dinding padat (Gbr. 4.7r dan o).

Dianggap bahwa sistem inti geser (shear core) tidak digunakan pada arah pendek bangunan. Bergantung pada bentuknya, inti dapat menahan gaya lateral dari arah mana pun (Gbr. 4.8) seperti akan dinyatakan pada akhir bab ini.

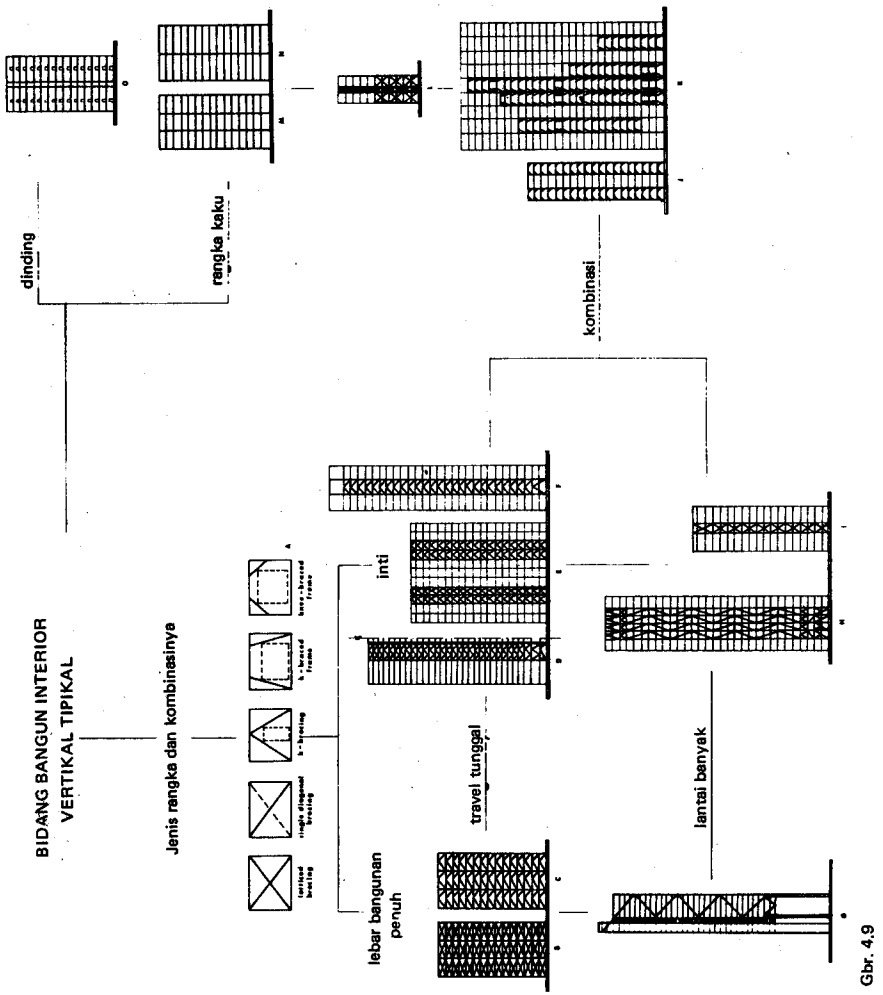
Kemungkinan penerapan sistem struktur vertikal dasar (Gbr. 4.7) pada bangunan tinggi dapat dilakukan pertama kali dengan membahas bidang bangun interior vertikal yang tipikal, lalu dilanjutkan dengan struktur fasade eksteriornya.



Gbr. 4.8

Bidang bangun interior vertikal yang tipikal

Bidang-bidang bangun vertikal yang biasa dijumpai (Gbr. 4.9) bisa berupa sistem bidang tunggal atau berupa bagian dari sistem inti tiga dimensi. Kemungkinan penempatannya di dalam bangunan dinyatakan pada Gbr. 4.5 dan dibahas secara lebih rinci pada bagian yang berhubungan dengan susunan dinding geser.



Gbr. 4.9

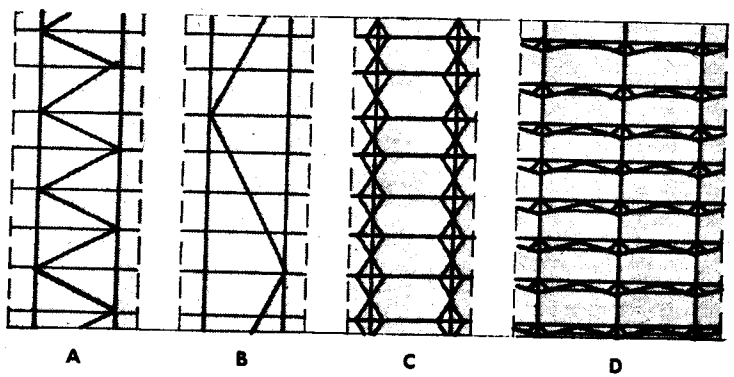
Bidang-bidang bangun struktur vertikal dapat dikelompokkan sebagai berikut:

- Dinding padat (*solid wall*, Gbr. 4.9o)
- Rangka kaku (*rigid frame*, Gbr. 4.9m, n)
- Dinding rangka (*trussed wall*, Gbr. 4.9b-i)
- Rangka campuran (*mixed frame*, Gbr. 4.9j-1)

Bagian ini terutama menekankan geometri sistem rangka dan rangka campuran. Rangka kaku dan dinding padat akan dibahas di bagian lain buku ini.

Jenis-jenis pengaku dasar untuk rangka diperlihatkan pada Gbr. 4.9a, mulai dari yang paling kaku seperti *latticed truss* di bagian kiri, dan berakhir pada yang paling tidak kaku, yaitu *knee based frame* di bagian kanan. Pemilihan jenis pengaku tidak hanya merupakan fungsi dari tuntutan kekakuan, tetapi juga dari ukuran bukaan jendela yang diperlukan untuk sirkulasi.

Bidang bangun vertikal dapat diberi rangka sepanjang lebar bangunan (Gbr. 4.9b, c) ataupun pada *trave* tertentu (d-f) atau hanya pada sebagian bangunan (k, l).



Gbr. 4.10

Gbr. 4.10 memperlihatkan prinsip pengakuan dikaitkan dengan *trave* bangun vertikal menerus yang tipikal. Pemecahan dasar dapat dilakukan sebagai berikut:

- Setiap lantai bisa diperkaku penuh (Gbr. 4.10a).
- Pengakuan dapat dibangun sepanjang beberapa lantai (Gbr. 4.10b).
- Pengaku K-vertikal dapat digunakan sepanjang kolom (Gbr. 4.10c).
- Pengaku portal horizontal dapat digunakan sepanjang balok (Gbr. 4.10d).

Contoh-contoh tipikal yang telah dibahas hanyalah gambaran tentang penerapan prinsip-prinsip pengakuan pada bidang bangun vertikal interior.

Fasade struktural

Penggunaan pengaku lateral untuk bangunan tinggi tidak hanya terbatas pada inti internal, dinding geser, dan rangka pengaku untuk melawan gaya-gaya angin dan gempa. Semua sistem ini dapat dinyatakan pada fasade eksterior sehingga memenuhi fungsi estetika maupun struktural.

Untuk bangunan tinggi, pengakuan rangka akan menghambat sirkulasi ruangan yang digunakan untuk kegiatan. Kolom-kolom rangka ini harus berjarak agak dekat untuk mengurangi ketebalan struktur lantai. Sistem fasade struktur dapat dibagi menjadi dua kelompok: grid fasade seragam yang berulang pada seluruh tampak bangunan (Gbr. 4.11 dan sebagian Gbr. 4.12) dan pola-pola struktural seperti diagonal yang menutupi seluruh struktur fasade (Gbr. 4.12).

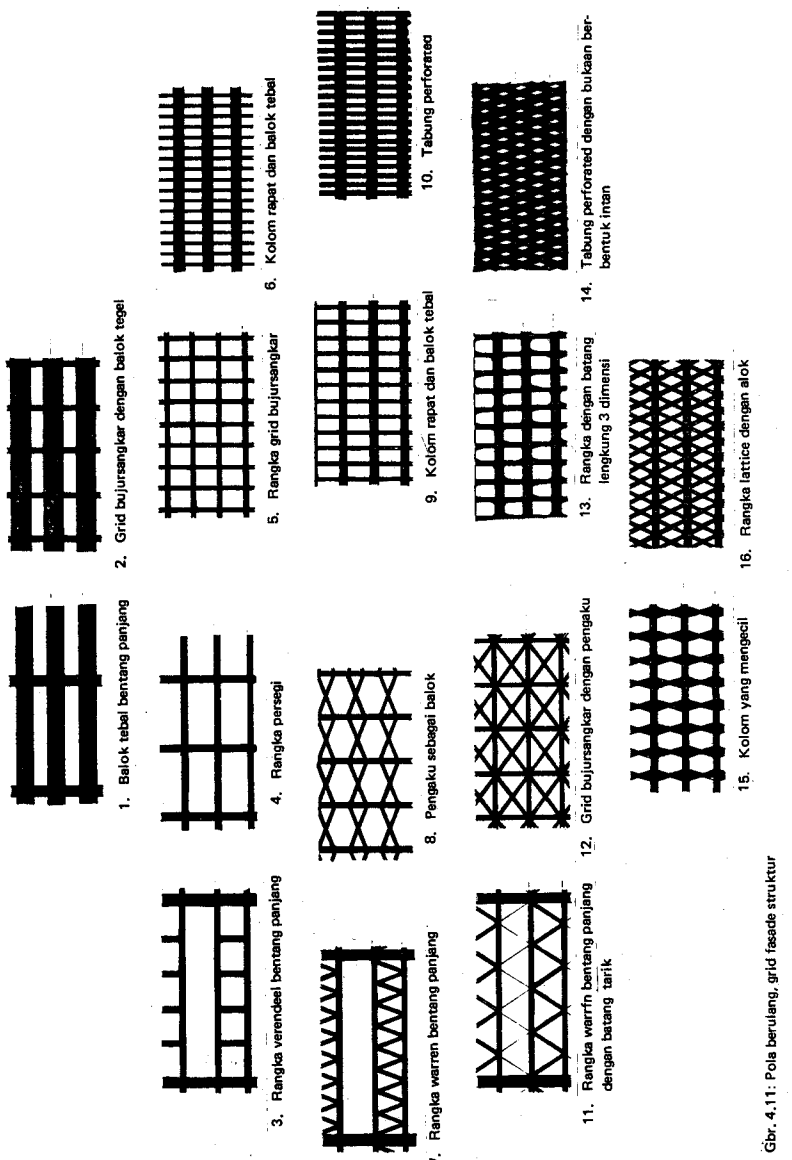
Sistem pada Gbr. 4.11 menggunakan suatu bentuk kekakuan terhadap lentur-balok yang langsung dihubungkan dengan kolom (rangka kaku), sistem rangka, atau dinding berlubang (perforated wall). Gambar-gambar tersebut memperlihatkan berbagai metode struktur menurut bentangan yang semakin kecil (dari atas ke bawah dan dari kiri ke kanan). Sistem bentangan yang paling panjang, seperti balok plat (plate girder) dan *Vierendeel truss* serta *Warren truss*, memungkinkan lebih banyak cahaya alami memasuki bangunan, akan tetapi, bentangan yang paling pendek (y.i.

tabung berlubang) lebih kaku sehingga memungkinkan bangunan menjadi lebih tinggi.

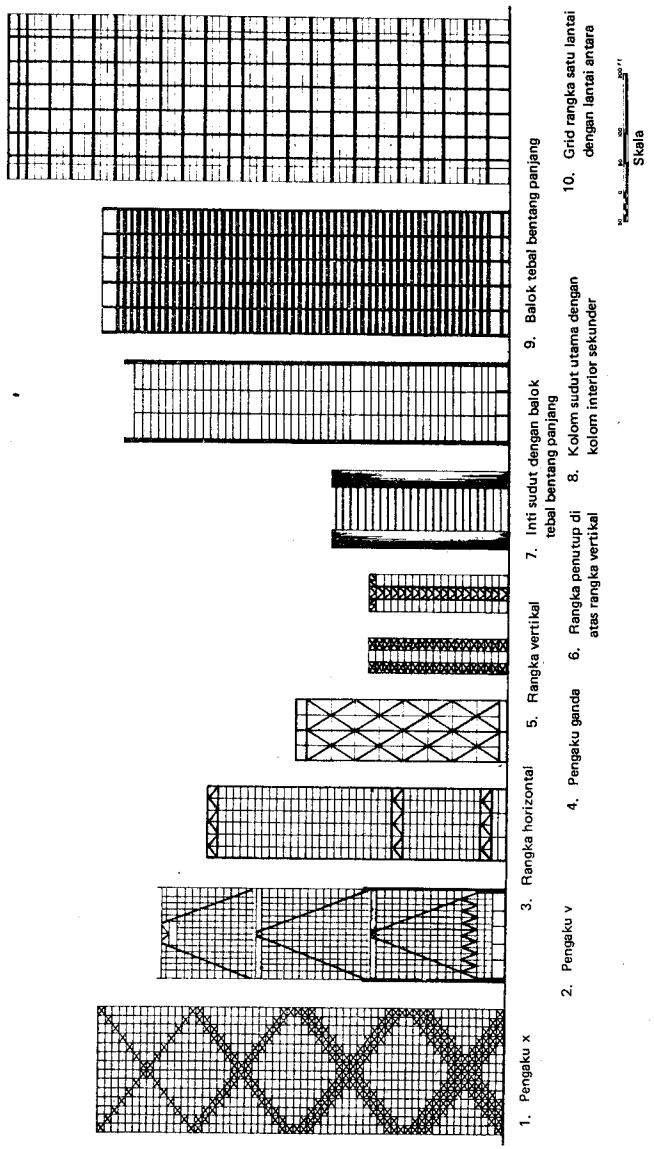
Balok plat atau balok rangka (truss spandrel) yang mempunyai bentangan panjang tinggi bangunan antara jendela ke jendela berikut, flensnya setinggi jendela. Untuk *Warren spandrel* (Gbr. 4.11) kabel-kabel tarik ditambahkan di antara *truss* untuk meningkatkan ketahanan struktur fasade terhadap angin. Sistem dinding berlubang yang terbuat dari plat beton atau baja tidak dilengkapi kolom atau balok langsung; pembungkus dinding (wall envelope) berlaku sebagai dinding pendukung.

Struktur fasade tidak harus seragam pada seluruh fasade, tetapi dikelompokkan di tempat-tempat yang tepat untuk menahan gaya-gaya scara efisien. Rangka sabuk dan kepala (belt and cap) sekeliling bangunan, misalnya, ditempatkan pada lantai-lantai yang dapat mengikat unit bangunan bersama-sama secara efisien ke dalam suatu kesatuan yang kohesif (Gbr. 4.12c).

Prinsip-prinsip yang diperlihatkan pada keseluruhan struktur fasade (Gbr. 4.12) bisa berupa rangka segitiga dan rangka keliling sampai inti eksterior dan rangka multilantai. Semua metode fasade struktur ini jelas mengungkapkan daya tanggap suatu bangunan terhadap beban-beban yang bekerja pada bangunan tersebut sehingga menghasilkan suatu estetika arsitektur yang alami.



Gbr. 4.11: Pola berulang, grid fasade struktur



Ruang lantai dasar yang optimum

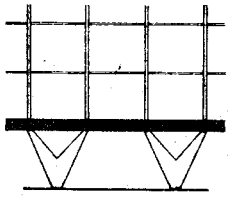
Ruang bebas lantai dasar sangat diperlukan untuk sebagian besar bangunan. Secara fungsional, ruang bebas di bawah bangunan bisa menjadi bagian dari plaza kota, lobi, atau garasi untuk parkir. Dari segi psikologis, ruang bebas ini akan cenderung membuat massa bangunan lebih nyaman dengan menciptakan lingkungan dengan skala yang lebih manusiawi. Biasanya bukaan pada lantai dasar tercipta dengan meniadakan beberapa unsur pendukung bangunan atau dengan menambah sistem struktur yang mendukung bangunan di atasnya.

Beberapa pemecahan yang lazim dilakukan untuk membebaskan lantai bangunan diperlihatkan pada Gbr. 4.13 dan 4.14. Tampaknya ada dua pendekatan dasar untuk mencapai ruang bebas di lantai dasar:

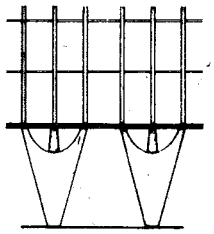
- Memikul unsur-unsur pendukung bangunan oleh unsur struktur individual seperti:
  - Rangka portal sepanjang lebar bangunan (Gbr. 4.13d, e).
  - Kolom garpu dua atau tiga yang mengumpulkan batang-batang tekan (Gbr. 4.13a-c). Metode ini berlaku sangat baik terhadap beban vertikal yang simetris, tetapi kurang sesuai untuk beban puntir dan lateral yang tegak lurus, terhadap kolom karena momen lentur yang besar akan terjadi akibat aksi individual dari kolom.
- Meniadakan atau memperbaiki unsur fasade struktur tertentu pada lantai dasar dengan menggunakan ciri-ciri yang disebutkan pada Gbr. 4.14.
  - Balok penerus (transfer beam, a), rangka penerus (transfer truss, b), dinding penerus (transfer wall, c), aksi busur tak langsung (d) pengumpulan kolom (e), atau busur murni (f).

SUSUNAN DINDING GESER

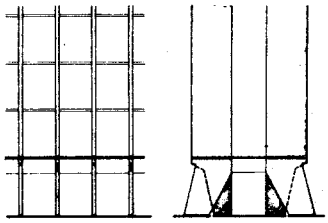
Dinding geser adalah unsur pengaku vertikal yang dirancang untuk menahan gaya lateral atau gempa yang bekerja pada bangunan. Gbr. 4.15 memperlihatkan dinding geser sebagai dinding luar atau



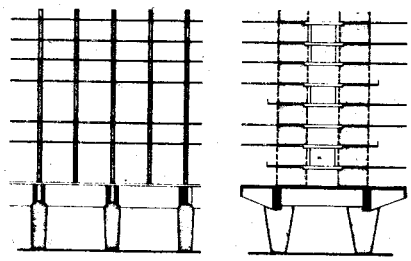
1. KOLOM GARPU GANDA
Blok apartemen, Berlin (Niemeyer)



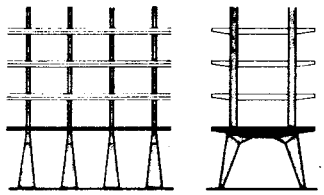
2. KOLOM GARPU TIGA
Blok apartemen Brasil Niemeyer



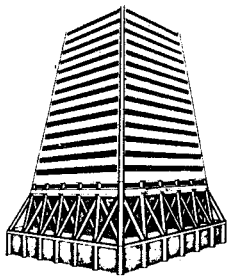
3. PENUNJANG DINDING MIRING DIIKAT BERSAMA
Blok apartemen, Berlin (Le Corbusier)



4. RANGKA PORTAL
Unite Habitation, Marselles (Le Corbusier)

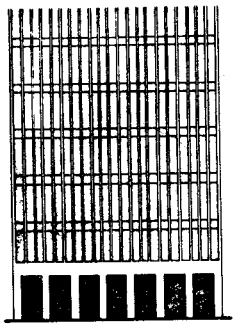


5. RANGKA PORTAL
Gedung UNESCO, Paris (Breur, Nervi, Zehrfuss)

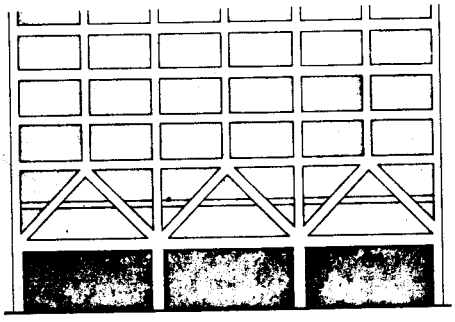


6. UNCIN RANGKA RUANG
Gedung Transamerica, San Fransisco (Pereira)

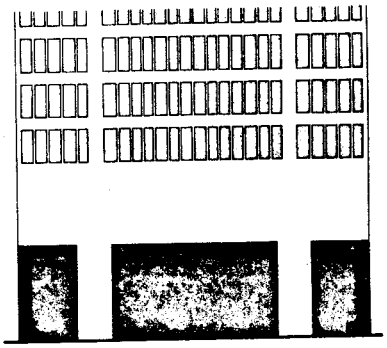
Gbr. 4.13: Struktur pendukung di bagian dasar



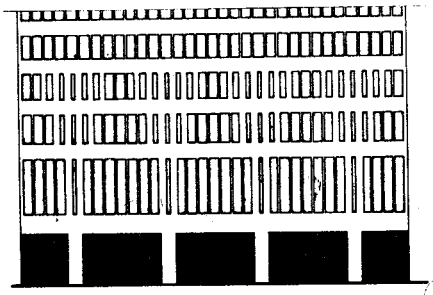
1. BALOK ALIH
Gedung kantor, Portland



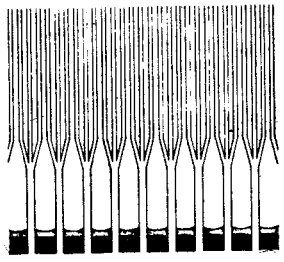
2. RANGKA ALIH
First Wisconsin Center, Milwaukee (S.O.M.)



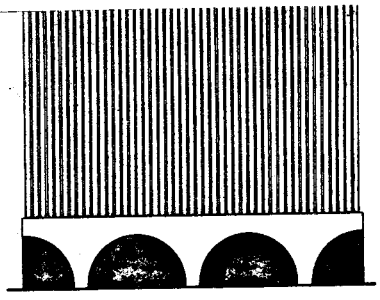
3. BALOK DINDING ALIH
Financial Center Seattle



4. AKSI BUSUR TAK LANGSUNG
Marine Midland, Rochester (S.O.M.)

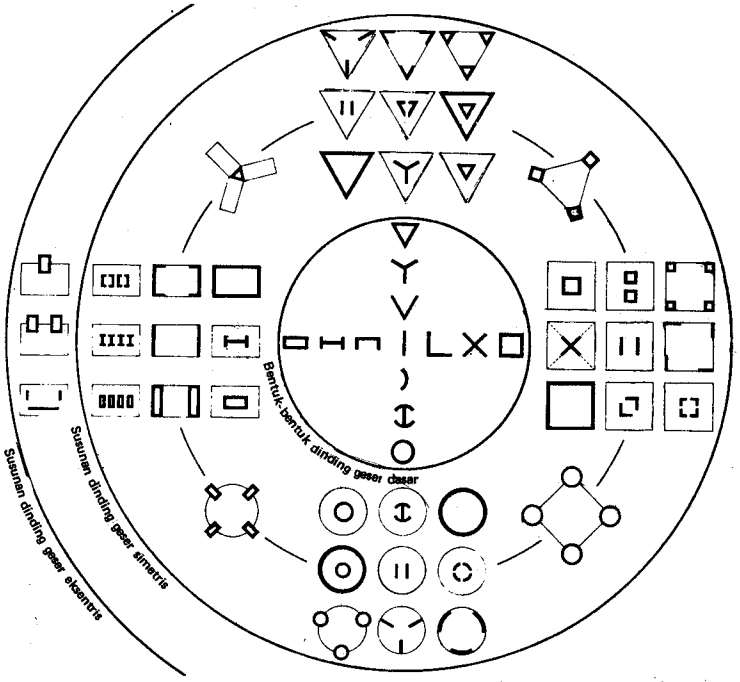


5. KOLOM MENGUMPUL
World Trade Center, New York (Yamasaki)



6. BUSUR ALIH
IBM Building, Seattle (Yamasuki)

Gbr. 4.14: Transisi struktur fasade ke bagian dasar



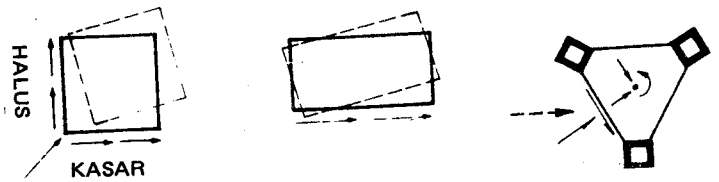
Gbr. 4.15

dalam, ataupun berupa inti yang memuat ruang lift atau tangga.

Susunan geometri sistem dinding geser tidak terbatas. Bentuk-bentuk dasar yang umum diperlihatkan pada lingkaran pusat pada Gbr. 4.15. Bentuk segitiga, persegi panjang, sudut, kanal, dan flens lebar adalah contoh-contoh bentuk yang dikenal dalam bahasa arsitektur.

Sistem dinding geser pada dasarnya dapat dibagi menjadi sistem terbuka dan tertutup. Sistem terbuka terdiri dari unsur linear tunggal atau gabungan unsur yang tidak lengkap melingkupi ruang geometris. Bentuk-bentuk ini adalah L, X, V, Y, T, dan H. Sebaliknya, sistem tertutup melingkupi ruang geometris, bentuk-bentuk yang sering dijumpai adalah bujursangkar, segitiga, persegi panjang, dan bulat.

Sistem dinding geser, baik di dalam maupun di luar bangunan, dapat disusun secara simetris atau asimetris. Lingkaran tengah pada Gbr. 4.15 memperlihatkan berbagai susunan simetri yang dapat digunakan untuk bentuk bangunan sederhana dengan menggunakan satu, dua, tiga, ataupun empat unsur dasar dinding geser pada tempat-tempat yang berbeda pada bangunan. Lingkaran luar gambar ini mencakup hanya beberapa contoh dari pilihan yang tak terhingga banyaknya untuk susunan dinding yang asimetris. Bentuk dan penempatan dinding geser mempunyai akibat yang besar terhadap perilaku struktural apabila dibebani secara lateral. Inti yang diletakkan asimetris terhadap bentuk bangunan harus memikul torsi selain lentur dan geser langsung. Akan tetapi, rotasi dapat juga terjadi pada bangunan yang memiliki susunan dinding geser simetris apabila angin bekerja pada fasade yang terbuat dari tekstur permukaan yang berbeda (y.i halus-kasarnya permukaan) atau apabila angin tidak bekerja pada titik berat massa bangunan (Gbr. 4.16).



Gbr. 4.16

Perlawanan yang optimal terhadap torsi diperoleh pada penampang inti tertutup. Akan tetapi, ketika menganalisis perlawanan terhadap torsi, kekakuan torsi harus dikurangi apabila terdapat bukaan jendela dan bukaan lainnya karena menurunnya kekakuan dinding akibat pelubangan tersebut. Belahan dinding yang mempunyai bukaan besar untuk memuat sistem mekanisal dan elektris mungkin tidak dapat menahan beban demikian.

PERILAKU DINDING GESER YANG DIBERI BEBAN VERTIKAL

Lantai yang berlaku sebagai diafragma horizontal meneruskan beban lateral secara merata ke dinding geser. Dianggap bahwa lantai cukup tebal dan tidak mempunyai bukaan besar, dengan kata lain, lantai-lantai sangat kaku dan tidak berubah bentuk. Penyebaran gaya lateral ke dinding geser adalah fungsi dari susunan geometris sistem dinding penahan.

Apabila resultan dari gaya lateral melalui titik berat dari kekakuan relatif bangunan, maka yang dihasilkan hanyalah reaksi translasi. Kasus yang paling jelas adalah pada bangunan dinding geser murni. Pada bangunan dinding geser rangka kaku, sebagai perkiraan awal dianggap bahwa geser akan dipikul seluruhnya oleh inti. Ini adalah karena kekakuannya jauh melebihi kekakuan lateral rangka.

Apabila susunan dinding geser itu asimetris, maka resultan gaya lateral tidak melalui titik berat kekakuan bangunan. Yang terjadi adalah rotasi dari dinding geser ditambah dengan translasi. Penyebaran tegangan bergantung pada bentuk sistem dinding geser. Pada contoh-contoh berikut ini, tiga bentuk dasar akan diselidiki.

SOAL 4.1. SISTEM DINDING GESER LINEAR (Gbr. 4.17)

Periksalah tegangan geser yang diakibatkan oleh beban seismik untuk bangunan berlantai satu dengan dinding bata setebal 8 inci. Tegangan geser yang diperbolehkan adalah 50 psi. Bangunan ini terletak di daerah gempa 3. Anggaplah berat bangunan adalah 200 k.

Titik berat susunan dinding geser diketahui dengan menjumlahkan momen luas dinding A dan B di sekitar dinding C, dan menganggapnya sama dengan momen yang dihasilkan oleh luas total (Gbr. 4.17a).

$$A_a\,(40) + A_b\,(15) = (A_a + A_b + A_c)\,X$$

tetapi

$$A_a = A_b = A_c = A$$

lalu

$$40 + 15 = 3X$$

Dengan demikian, pusat masa berada di :

$$X = 18{,}33 \text{ kaki}$$

Geser seismik total menurut persamaan 2.2 adalah:

$$V = KCWZ = 1{,}33\,(0{,}1)200\,(1) = 26{,}6 \text{ k}$$

Walaupun susunan dinding (massa) itu asimetris, kita dapat secara aman menganggap bahwa geser dapat disebar merata sepanjang seluruh lebar bangunan. Dinding harus memikul geser langsung sebesar 26,6 k dan geser rotasi berupa momen 26,6 (1,67) = 44,4 ft-k. Setiap dinding memikul sejumlah geser langsung yang sama (Gbr. 4.14b), dan

$$P = \frac{26{,}6}{3} = 8{,}87 \text{ k}$$

Kesetimbangan rotasi di sekitar dinding C akan menghasilkan (Gbr. 4.17a):

$$\Sigma M_a = 0 = P_a(40) - P_b\,(15) - 44{,}4$$

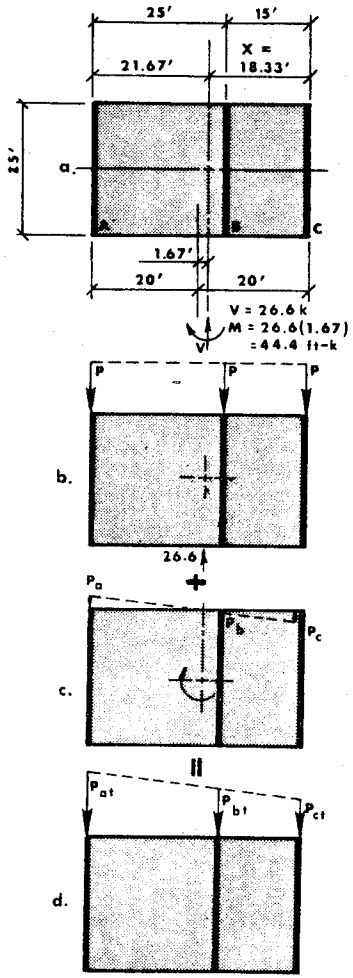
$$P_b = 2{,}66\ P_a - 2{,}96 \qquad \text{(a)}$$

Dengan anggapan terdapat aksi diafragma yang kaku (mis. rotasi linier plat, Gbr. 4.17c), maka dapat ditulis sebagai berikut:

$$\frac{P_a}{21{,}67} = \frac{P_b}{3{,}33} = \frac{P_c}{18{,}33}$$

$$P_a = 6{,}51\,P_b$$

$$P_c = 5{,}51\,P_b \qquad \text{(b)}$$



Gbr. 4.17

Dengan mengganti persamaan (b) dengan (a), maka:

$$P_b = 2{,}66\,(6{,}51\,P_b) - 2{,}96$$

$$P_b = 0{,}18 \text{ k}$$

$$P_a = 6{,}51\,(0{,}18) = 1{,}71 \text{ k}$$

$$P_c = 5{,}51\,(0{,}18) = 0{,}99 \text{ k}$$

Besar geser langsung dan rotasi untuk setiap dinding adalah (Gbr. 4.17d):

dinding A: $P_{at} = 98{,}87 + 1{,}17 = 10{,}04$ k

dinding B: $P_{bt} = 8{,}87 - 0{,}18 = 8{,}69$ k

dinding C: $P_{ct} = 8{,}87 - 0{,}99 = 7{,}86$ k

Tegangan geser pada dinding kritis A adalah:

$$v = \frac{P}{A} \quad \frac{10.040}{8\,(12)\,25}$$

$v = 4{,}19$ psi yang masih di bawah $v_{all} = 50$ psi

Kekuatan dinding lebih dari cukup terhadap geser seismik yang terjadi.

SOAL 4.2. STRUKTUR INTI TERTUTUP (Gbr. 4.18)

Anggaplah bahwa bangunan rangka kaku pada Soal 2.3 memiliki inti pelayanan beton eksentris (eccentric concrete service core). Berapa ketebalan dinding inti yang diperlukan berdasarkan gaya translasi dan rotasi? Abaikanlah ketahanan kolom untuk analisis perkiraan ini (pada umumnya kolom dapat memikul 10 sampai 30% beban). Gunakanlah beton 400 psi. Inti harus menahan translasi sebesar:

$$F = 2120 \text{ k}$$

dan rotasi untuk momen, sebesar:

$$M = 2120\,(22{,}5) = 47.700 \text{ ft-k}$$

Di sini dianggap bahwa gaya-gaya translasi dipikul oleh dinding geser yang sejajar beban berdasarkan kekakuan yang lebih tinggi dari dinding tersebut (Gbr. 4.18c).

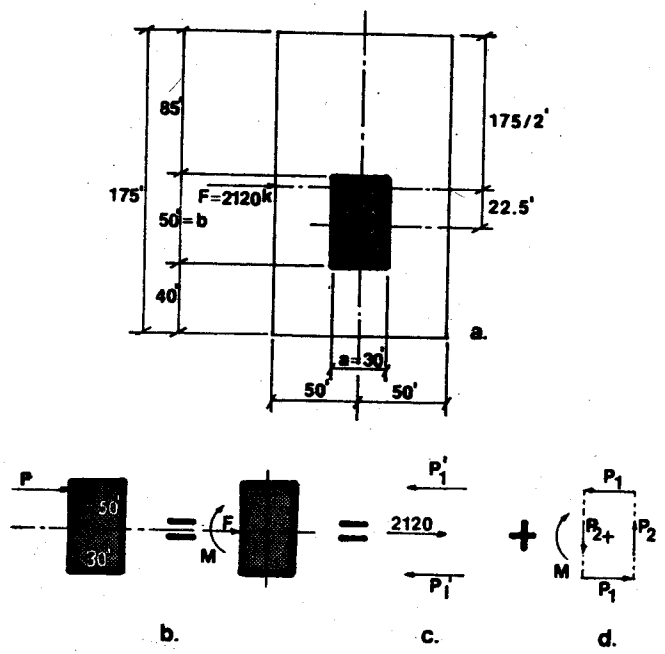
$$P_1' = \frac{F}{2} = \frac{2120}{2} = 1060 \text{ k}$$

atau dalam hal geser langsung

$$v_d = \frac{P_1'}{ta} \quad \frac{1060}{t\,(30 \times 12)}$$

di mana t adalah ketebalan dinding.

Torsi ditahan oleh inti tertutup. Dianggap bahwa setiap dinding merupakan suatu gaya geser yang konstan, dan anggapan ini masuk akal karena bentuk potongan yang tertutup akan menghasilkan tegangan torsi yang kurang-lebih seragam.



Gbr. 4.18.

Momen eksternal diimbangi oleh dua kopel dinding (Gbr. 4.18d).

$$M = P_1\,(b) + P_2\,(a)$$

Gaya-gaya dinyatakan dalam tegangan, yaitu:

$$P_1 = vta \quad P_2 = vtb$$

Dengan memasukkan harga gaya pada persamaan momen akan dihasilkan:

$$M = vta\,(b) + Vtb\,(a) = 2\,vtba$$

Maka tegangan geser rotasi adalah:

$$v_r = \frac{M}{2\,tba}$$

Tegangan geser total akibat translasi dan rotasi adalah:

$$v_{total} = \frac{F}{2\,ta} + \frac{M}{2\,tba}$$

Apabila digunakan penguatan geser dan peningkatan kapasitas geser beton terjadi karena gaya-gaya tekan pada dinding diabaikan, maka tegangan yang diizinkan untuk geser adalah:

$$v_c = 3{,}3\sqrt{f_c} = 3{,}3\sqrt{4000} = 208{,}7 \text{ psi}$$

Dengan mengganti tegangan geser yang diizinkan, maka ketebalan dinding yang disyaratkan menjadi:

$$208{,}7 = \frac{2.120.000}{2\,(t)\,30\,(12)} \quad \frac{47.700.000\,(12)}{2\,(t)\,30\,(50)\,12^2}$$

$$t = 14{,}11 + 6{,}35 = 20{,}46 \text{ inci}$$

Maka ketebalan dinding yang diminta berdasarkan geser dasar hanya 1,75 kaki.

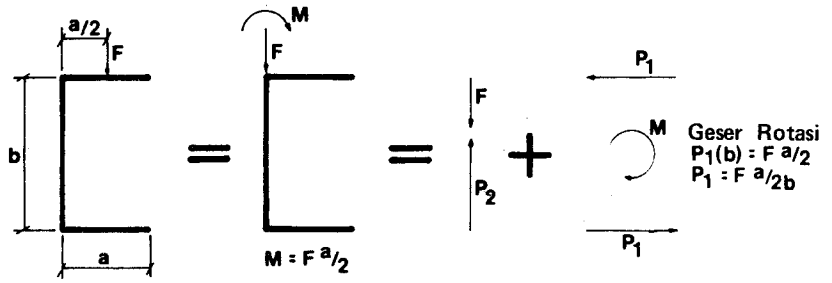
SOAL 4.3 STRUKTUR INTI TERBUKA

Rotasi pada inti terbuka menghasilkan tegangan torsi yang tidak

merata. Puntiran pada sistem ini menjadikan permukaan menjadi keriput, yang diikuti dengan peningkatan tegangan geser di beberapa bagian dan penurunan di bagian lainnya.

Gbr. 4.19 adalah suatu perkiraan kasar untuk inti kanal, dengan anggapan bahwa tegangan geser adalah tetap.

Juga dianggap bahwa geser lateral langsung dilawan oleh dinding yang sejajar terhadap aksi gaya dan rotasi oleh dinding tegaklurus terhadap aksi gaya.



Gbr. 4.19

BAB V

STRUKTUR BANGUNAN TINGGI BIASA DAN PERILAKUNYA TERHADAP PEMBEBANAN

Semakin tinggi suatu bangunan, pentingnya aksi gaya lateral menjadi semakin berarti. Pada ketinggian tertentu ayunan lateral bangunan menjadi demikian besar sehingga pertimbangan kekakuan, alih-alih kekuatan bahan struktur, menentukan rancangan. Derajat kekakuannya terutama bergantung pada jenis sistem struktur yang dipilih. Lebih jauh lagi, efisiensi suatu sistem tertentu berkaitan langsung dengan jumlah bahan yang digunakan. Dengan demikian, optimisasi suatu struktur untuk kebutuhan ruang tertentu haruslah menghasilkan kekakuan maksimum, tetapi dengan berat sekecil mungkin; dengan demikian, akan dihasilkan sistem struktur yang inovatif dan dapat diterapkan pada ambang ketinggian tertentu. Beberapa faktor yang memungkinkan pengembangan sistem-sistem baru ini adalah sebagai berikut:

- Bahan struktur berkekuatan sangat tinggi (misalnya beton 9000 psi dan logam campuran berkekuatan tinggi).
- Aksi komposit antara unsur-unsur struktur.
- Teknik sambungan yang mutakhir.
- Penggunaan bahan yang lebih ringan.
- Teknik-teknik konstruksi mutakhir.

Sistem rangka yang paling sering dijumpai akan dibahas pada subbagian berikutnya. Pembahasan akan dititikberatkan pada tata letak geometris, perilaku ketika pembebanan, dan efisiensi sistem.

STRUKTUR DINDING PENDUKUNG

Menurut sejarahnya, struktur dinding pendukung merupakan konstruksi dinding batu yang tebal dan berat. Karena berat dan

tidak fleksibel dalam tata letak denahnya, struktur ini tidak cocok diterapkan pada bangunan tinggi. Akan tetapi, perkembangan teknologi baru dalam penggunaan teknik konstruksi batu dan panel beton pracetak menjadikan konsep dinding pendukung cukup ekonomis pada bangunan tinggi berorde sedang. Jenis bangunan yang menuntut banyak pembagian ruang, seperti apartemen dan hotel, cocok dengan konstruksi ini. Prinsip dinding pendukung dapat diterapkan pada berbagai tata letak dan bentuk bangunan. Beberapa penggunaannya pada bangunan tinggi dengan orde antara 10 sampai 20 lantai diperlihatkan pada Gbr. 5.1. Bentuk denah berbeda-beda, dari bentuk persegi panjang hingga bulat dan segitiga.

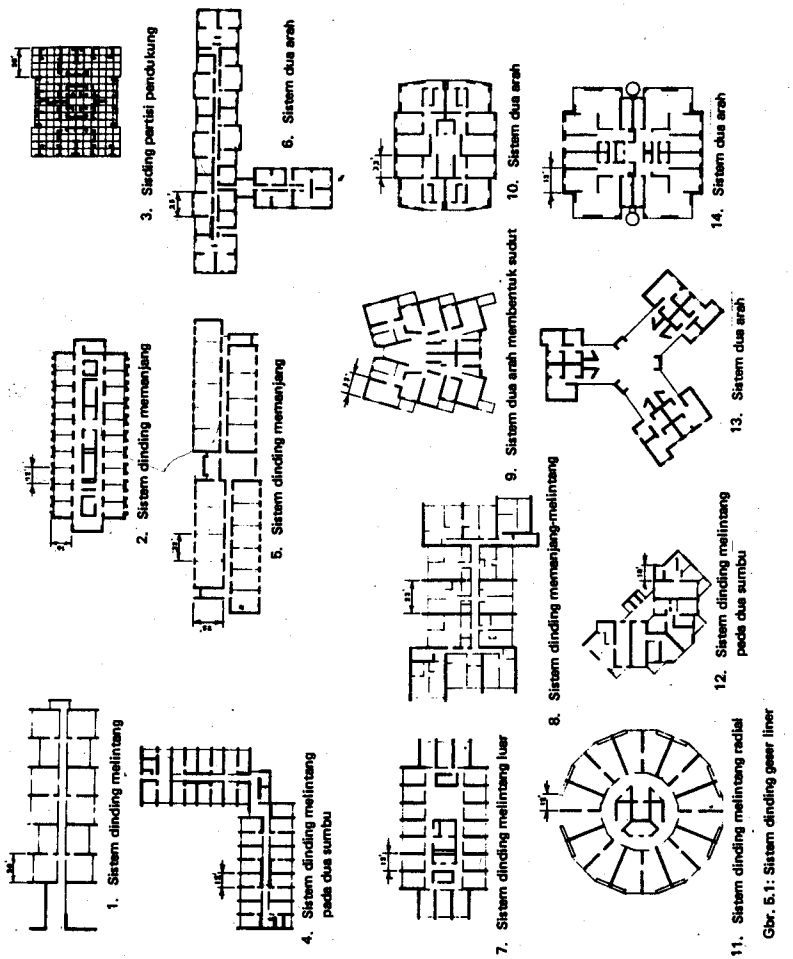
Struktur dinding pendukung pada umumnya terdiri dari susunan dinding linear. Kita dapat membaginya ke dalam tiga kelompok utama berdasarkan bagaimana dinding ini disusun di dalam bangunan.

- Sistem dinding melintang, terdiri atas dinding-dinding linear yang diletakkan tegaklurus terhadap panjang bangunan (Gbr. 5.1a) sehingga tidak membatasi (terutama) tampak bangunan.
- Sistem dinding panjang, terdiri dari dinding-dinding linear yang diletakkan sejajar dengan panjang bangunan (Gbr. 5.1e) sehingga membentuk tampak depan.
- Sistem dua arah, terdiri dari peletakan dinding-dinding pada kedua arah (Gbr. 5.1f).

Sebuah bangunan dapat juga dibagi menjadi beberapa bagian struktur yang berbeda-beda, masing-masing menggunakan sistem dinding yang berlainan (Gbr. 5.1h).

Susunan tersebut di atas dapat terlihat jelas pada bangunan dengan denah persegi, tetapi sultit untuk yang berbentuk lebih rumit.

Reaksi struktur dinding pendukung terhadap pembebanan bergantung pada bahan yang digunakan serta jenis interaksi yang terjadi antara bidang lantai horizontal dengan bidang dinding vertikal. Artinya, perilaku struktur adalah fungsi dari tingkat kontinuitas antara dinding-dinding dan antara dinding dengan plat



Gbr. 5.1: Sistem dinding geser liner

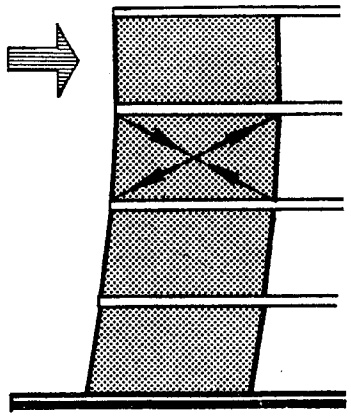
lantai. Dalam konstruksi batu dan sebagian sistem beton pracetak kita menggambarkan struktur lantai disendikan pada dinding menerus (dengan anggapan tidak terdapat sistem sambungan khusus), sedangkan pada bangunan beton cor setempat, plat dan dindingnya benar-benar menerus. Jelaslah bahwa bangunan beton, dengan perilaku tiga dimensi yang sesungguhnya, lebih kaku daripada sistem struktur batu bersendi atau bangunan pracetak; hal ini menjadikan beton lebih ekonomis untuk struktur bangunan yang lebih tinggi.

Beban vertikal diteruskan sebagai momen melalui struktur lantai (Bab 8) langsung ke dinding. Bentang lantai yang lazim (y.i. jarak antardinding) berkisar antara 12 sampai 25 kaki dan antara lain bergantung pada kapasitas bawa dan kekakuan lateral dari sistem lantai. Karena dinding menahan beban bagaikan kolam tipis memanjang, maka kestabilannya harus diperiksa terhadap tekuk.

Tegangan tekan pada dinding adalah fungsi dari bentangan lantai, ketinggian dan jenis bangunan, dan ukuran serta susunan dari bukaan dinding. Bukaan dinding hendaknya ditempatkan pada sumbu vertikal yang sama untuk menghindari tegangan beban yang diakibatkan oleh susunan bukaan jendela yang disusun berselang-seling. Demikian juga, dinding harus menahan momen lentur yang diakibatkan oleh hubungan eksentris lantai terhadap dinding (Soal 7.2).

Gaya-gaya horizontal disebar melalui struktur lantai dan berlaku sebagai diafragma horizontal terhadap dinding geser, sejajar dengan aksi gaya. Dinding geser ini menahan aksi tersebut karena sangat kaku, berperan sebagai balok yang tebal, dan bereaksi terhadap gaya geser (Gbr. 5.2) serta lentur terhadap gulingan.

Gambar 5.3 menunjukkan bahwa untuk gaya angin yang sejajar dengan arah pendek bangunan, dinding-dinding pada sistem dinding melintang tidak hanya menahan beban gravitasi, tetapi juga menahan gaya geser yang disebabkan oleh angin. Sebaliknya, sistem dinding memanjang membedakan dua tugas dinding. Dinding memanjang menahan beban gravitasi dan meneruskan gaya angin yang mengakibatkan momen lentur ke diafragma



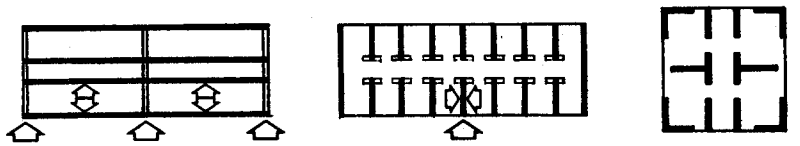
Gbr. 5.2

lantai atau langsung ke dinding geser yang terletak di tengah atau ujung bangunan.

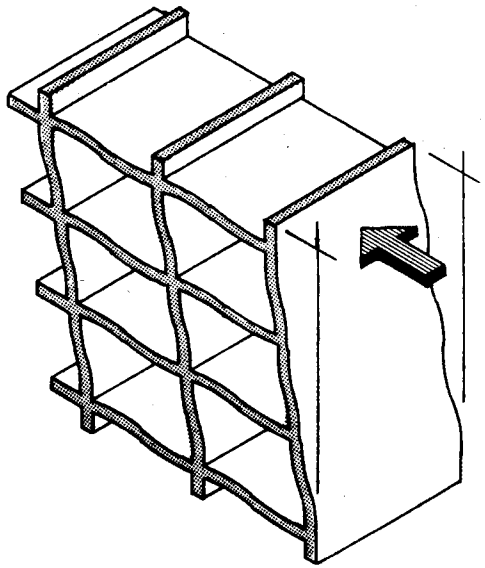
Untuk aksi angin yang tidak begitu kritis pada sisi pendek bangunan, dinding pendukung pada sistem dinding memanjang juga berlaku sebagai dinding geser. Pada sistem dinding melintang, dinding geser bisa dibuat sepanjang koridor tengah (Gbr. 5.3b). Pada bangunan cor setempat, kestabilan diberikan oleh aksi portal dari sistem dinding-lantai yang monolit, yang berlaku sebagai kesatuan yang kaku untuk melawan momen lentur (Gbr. 5.4).

Dinding-dinding pada Gbr. 5.3b disusun secara simetris; dinding-dinding tersebut menahan beban angin langsung sebesar kekakuan relatifnya, yang dianggap sebagai diafragma lantai kaku tak terhingga (Soal 7.2). Akan tetapi, apabila pola dinding tersebut sedemikian rupa sehingga resultan tekanan angin tidak melalui titik berat dinding, maka akan terjadi torsi sehingga meningkatkan gaya geser pada beberapa dinding (Soal 4.1).

Tanggapan dinding geser terhadap pembebanan lateral sangat bergantung pada bentuk denahnya atau, dengan kata lain, inersia yang diberikan terhadap lentur. Beberapa bentuk dinding geser linear yang lazim dijumpai diperlihatkan pada Gbr. 5.5.



Gbr. 5.3



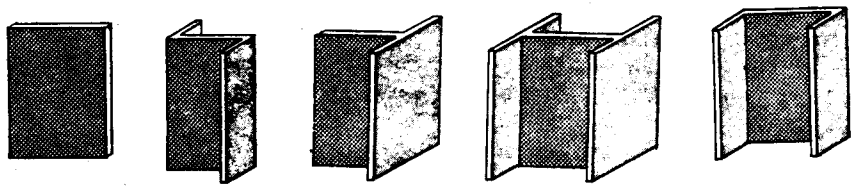
Gbr. 5.4

Dinding geser jarang sekali berupa dinding masif karena biasanya diberi perlubangan yang menyebabkan perlemahan. Jumlah, ukuran, dan susunan bukaan-bukaan ini sangat mempengaruhi perilaku dinding. Beberapa dinding geser tipikal dengan bukaannya diperlihatkan pada Gbr. 5.6.

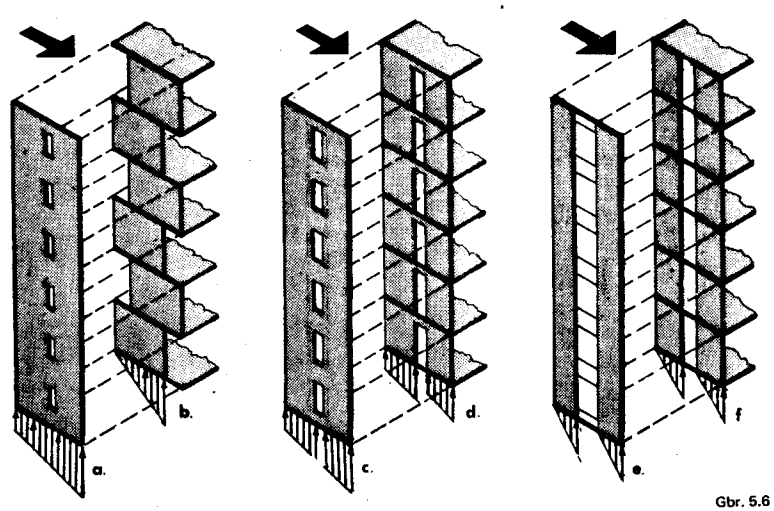
Apabila dinding tersebut memiliki hanya bukaan yang kecil (Gbr. 5.6a), maka ia berlaku sebagai dinding masif yang menahan

beban lateral. Beban gravitasi yang berat menghasilkan gaya tekan pada dinding yang sedemikian besar sehingga rotasi (y.i. lentur) yang disebabkan oleh angin tidak dapat mengatasinya pada arah datang angin.

Hasil serupa juga diperoleh pada susunan bukaan pintu secara selang-seling pada dinding geser interior (Gbr. 5.6b). Dalam hal ini dinding berotasi sebagai unit. Sebaliknya, apabila bukaan membagi dinding menjadi dua unit terpisah (Gbr. 5.6e), masing-masing dinding bertindak sebagai dinding terpisah yang memikul separuh



Gbr. 5.5: Bentuk dinding geser tipikal



Gbr. 5.6

beban yang bekerja. Maka, akibat beban gravitasi yang relatif kecil, angin dapat dengan mudah menginduksi gaya tarik pada dinding. Juga untuk dinding geser interior (Gbr. 5.6f), di mana sistem plat memberikan kontinuitas sepanjang koridor, dapat dianggap bahwa yang terjadi adalah aksi dinding individual. Akan tetapi, karena beban mati yang lebih besar, angin tidak menyebabkan gaya tarik.

Untuk menentukan respons sistem dinding di antara kedua ekstrem memang agak sulit. Perilaku sistem dinding memang berganting pada besarnya kekakuan yang diberikan oleh balok pengikat terhadap tekuk atau geser vertikal. Kita dapat menganggap dinding-dinding tersebut terdiri dari dua bagian terpisah yang berinteraksi untuk menahan beban lateral. Hal ini dinyatakan oleh diagram tegangan yang menerus pada dasar Gbr. 5.6c dan d.

Pembahasan di atas bertolak dari anggapan bahwa dinding pendukung merupakan sesuatu yang padat dan datar, dan berupa bidang-bidang vertikal. Akan tetapi, dinding pendukung juga bisa terbuat dari anyaman (lacework) diagonal ataupun kolom-kolom linear yang sangat rapat (Gbr. 5.20), bisa pula lengkung, dan ditempatkan pada bidang yang miring.

Untuk pembahasan selanjutnya tentang perilaku dinding pendukung, lihatlah Soal 7.1 dan 7.2 yang menguraikan analisis dan rancangan dua bangunan konstruksi bata.

STRUKTUR INTI GESER

Sistem dinding pendukung linear cukup sesuai untuk bangunan apartemen yang kebutuhan fungsi dan utilitasnya tetap. Akan tetapi, bangunan komersial memerlukan fleksibilitas tata letak maksimum yang memerlukan ruang-ruang terbuka yang lebar dan dapat dibagi-bagi dengan dinding partisi yang dapat dipindahkan. Suatu pemecahan yang lazim digunakan adalah dengan menempatkan sistem-sistem transportasi vertikal dan distribusi energi (y.i. lift, tangga, wc, dan *shaft* mekanis) sehingga membentuk satu atau

beberapa inti, bergantung pada ukuran dan fungsi bangunan. Inti-inti ini digunakan sebagai sistem dinding geser untuk memenuhi kekakuan lateral yang diperlukan oleh bangunan.

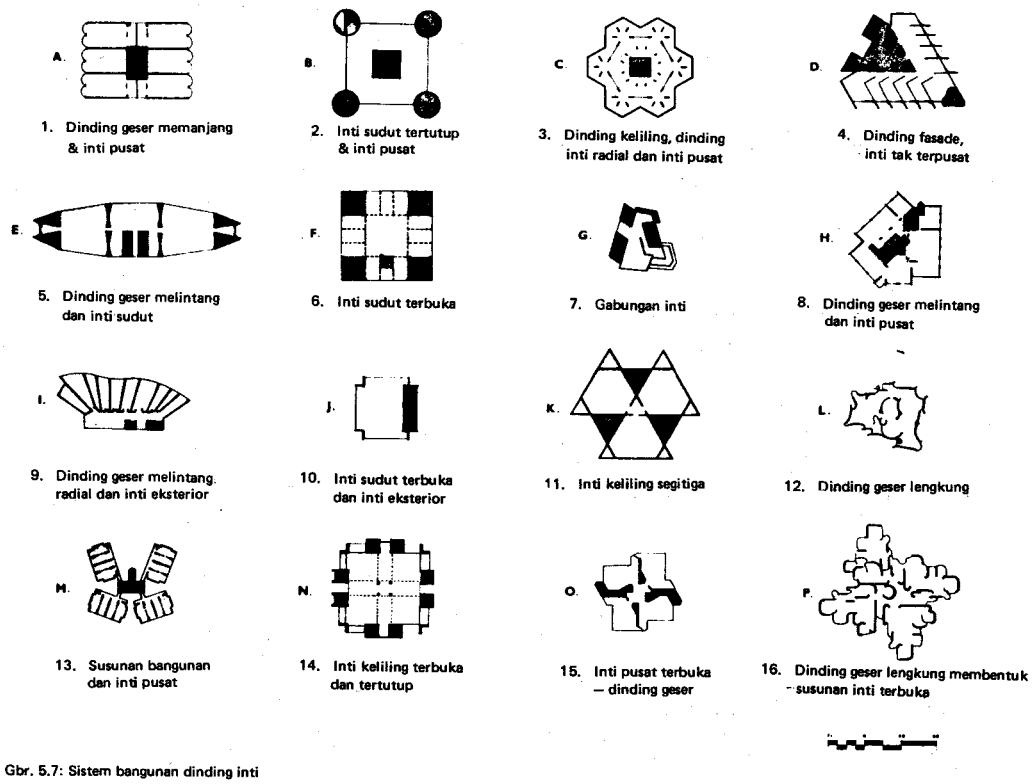
Beberapa contoh bangunan inti geser diberikan pada Gbr. 5.7. Tampaknya tidak ada batasan terhadap bentuk dan ukuran inti di dalam bangunan. Beberapa ciri khas dari sistem inti akan dibahas di bawah ini: huruf-huruf di antara tanda kurung menyatakan diagram yang ada pada Gbr. 5.7.

- Bentuk inti (Bab 4).
  - Inti terbuka (n) dan tertutup (b).
  - Inti tunggal dan dalam kombinasi dengan inti linear (a).
- Jumlah inti: tunggal dan jamak.
- Letak inti: di dalam (c) dan di sekeliling (j) ataupun di luar (m).
- Susunan inti: simetris (f) dan asimetris (j).
- Geometri bangunan sebagai penentu bentuk bangunan: langsung (k) dan tidak langsung (p).

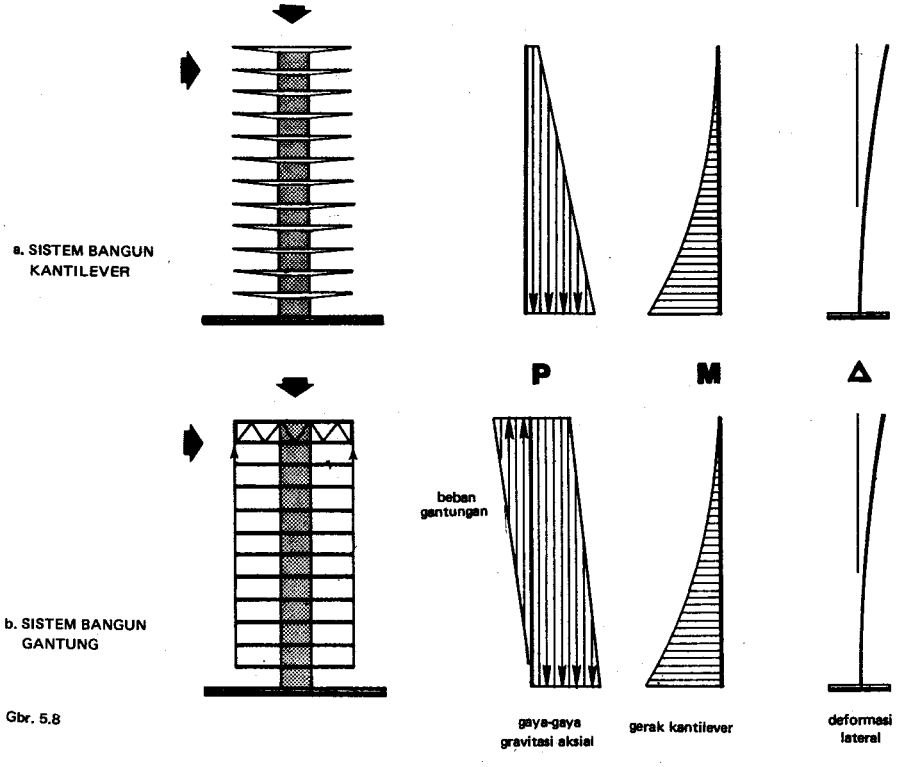
Jenis-jenis bangunan pada Gbr. 5.7 tidak mencakup sistem-sistem yang menggunakan inti dalam kombinasi dengan sistem-sistem struktur lainnya, tetapi akan dibahas pada bagian selanjutnya pada bab ini.

Inti dapat terbuat dari baja, beton, ataupun gabungan keduanya. Inti dari rangka baja bisa menggunakan prinsip kuda-kuda Vierendeel untuk mencapai kestabilan lateral. Sistem Vierendeel ini cukup fleksibel sehingga hanya digunakan untuk bangunan bertingkat relatif sedikit. Pengakuan diagonal dari rangka Vierendeel (y.i. rangka vertikal) digunakan untuk mencapai kekakuan inti yang diperlukan untuk bangunan yang lebih tinggi (Gbr. 4.9). Keuntungan inti rangka baja adalah karena relatif cepatnya perakitan batang-batang prefab.

Sebaliknya, inti dari beton menghasilkan ruang selain juga memikul beban, dan pertimbangan khusus terhadap kebakaran tidak diperlukan. Ketiadaan pelenturan pada bahan beton merupakan kelemahannya, terutama terhadap beban gempa.



Gbr. 5.7: Sistem bangunan dinding inti



Gbr. 5.8

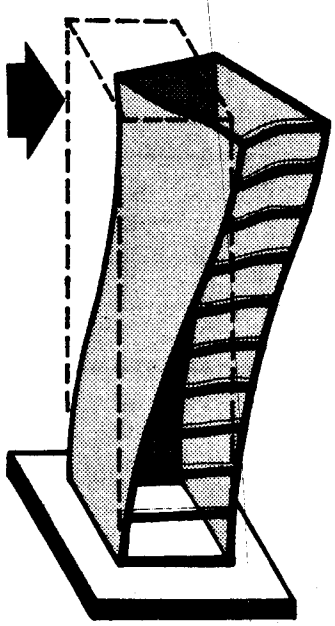
Inti geser dapat dibayangkan sebagai penahan lateral bagaikan balok besar yang terkantilever dari tanah. Oleh karena itu, tegangan geser dan lentur yang bekerja pada inti menyerupai balok berpenampang persegi, dengan anggapan bahwa potongan tidak akan runtuh (Soal 4.2 dan 4.3). Karena inti juga memikul beban gravitasi, keuntungannya adalah terjadinya pratekan oleh gaya-gaya induksi sehingga inti tersebut tidak perlu dirancang untuk menahan tegangan tarik oleh lentur yang diakibatkan oleh beban lateral; ini nyata sekali untuk inti beton yang berat. Selanjutnya, kapasitas dari bahan inti untuk menahan tegangan geser menjadi meningkat.

Sistem terkantilever (Gbr. 5.8a) bukanlah jenis yang lazim digunakan karena fleksibilitas struktur lantai terkantilever dan besi tulangan yang diperlukan untuk menahan momen negatif dari plat harus banyak sekali. Apabila struktur lantai bagian luar ditahan oleh struktur yang digantung dari sistem rangka setinggi satu lantai (Gbr. 5.8b), maka kekakuan menyeluruh akan meningkat, ekspresi arsitektur dari bangunan tetap mengesankan keterbukaan dan keriangan. Sesungguhnya, dengan terpusatnya sebagian besar beban bangunan pada suatu tempat yang relatif tidak luas, akan diperlukan suatu kondisi tanah yang luar biasa dengan kemampuan daya dukung tanah yang tinggi.

Gbr. 5.8 memperlihatkan bagaimana kedua sistem inti pusat bertindak terhadap beban gravitasi dan angin. Beban-beban gravitasi pada sistem terkantilever meningkat mulai dari nol di bagian atas dan maksimum di bagian bawah, sedangkan pada sistem gantung, beban dari kabel harus dibawa ke bagian atas inti sehingga menginduksi lebih banyak gaya prategang pada bagian atas inti. Kedua sistem ini bertindak serupa terhadap beban lateral ketika melentur, dan mengabaikan perbedaan induksi-tekan karena gravitasi. Pola momen yang terbentuk menyerupai balok kantilever dengan beban merata, dengan momen maksimum pada ujung tetap.

Tanggapan suatu inti terhadap beban lateral bergantung pada bentuk, tingkat homogenitas dan kekakuan, serta arah datangnya

beban. Di setiap lantai terdapat bukaan pada inti, dan tingkat kesinambungan yang diberikan oleh balok pengikat akan menentukan perilaku inti. Ia bisa berlaku sebagai penampang terbuka dan berubah bentuk (y.i. menekuk) pada bagian atasnya tanpa mampu melawan, terutama apabila menghadapi beban asimetris sehingga menyebabkan puntiran (Gbr. 5.9). Dengan demikian, tegangan torsi tambahan pada bagian atas inti akan terjadi bersamaan dengan lentur lateral tambahan serta geser pada bagian dasar bangunan. Akibat susunan asimetris dari inti dalam bangunan juga dibahas pada Bab 4.



Gbr. 5.9

SISTEM RANGKA KAKU (RIGID FRAME SYSTEM)

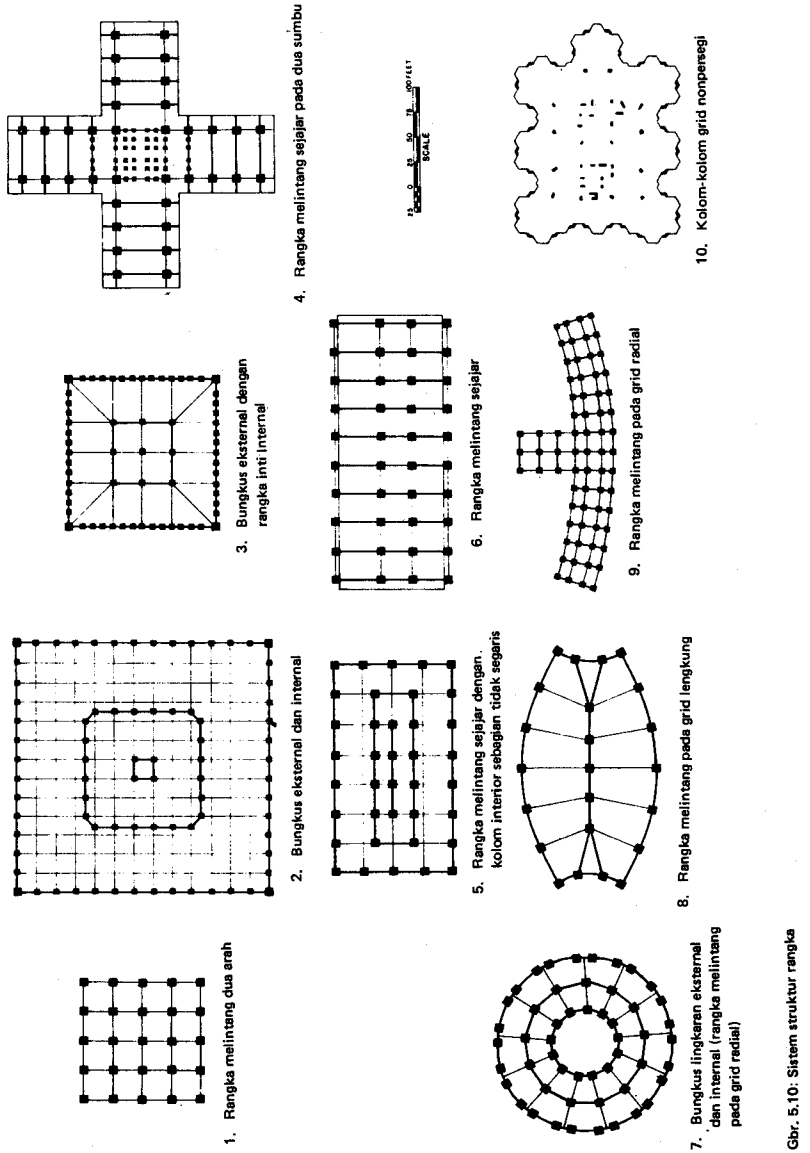
Sistem rangka kaku pada umumnya berupa grid persegi teratur, terdiri dari balok horizontal dan kolom vertikal yang dihubungkan di suatu bidang dengan menggunakan sambungan kaku (rigid). Rangka ini bisa satu bidang dengan dinding interior bangunan, atau sebidang dengan fasade bangunan. Prinsip rangka kaku akan ekonomis sampai 30 lantai untuk rangka baja dan sampai 20 lantai untuk rangka beton.

Beberapa bangunan rangka kaku tipikal diperlihatkan pada Gbr. 5.10. Karena studi perbandingan ini menekankan organisasi peletakan kolom tipikal yang dikaitkan dengan bentuk bangunan, maka bangunan rangka kaku yang diberi pengakuan secara lateral juga diperlihatkan (y.i. Gbr. 5.10f). Telaah ini memperlihatkan beberapa kategori rangka utama:

- Rangka melintang sejajar (Gbr. 5.10d-i)
  (parallel cross frame)
- Rangka pembungkus (Gbr. 5.10b, c, g)
  (envelope frame)
- Rangka melintang dua arah (Gbr. 5.10a)
  (two-way cross frame)
- Rangka pada grid poligon (Gbr. 5.10j)
  (frame on polygonal grids)

Gambar-gambar denah menunjukkan penerapan sistem-sistem struktur ini pada berbagai bentuk denah bangunan yang ditentukan oleh berbagai jenis pola grid, termasuk yang berikut ini:

- Rangka melintang sejajar
  - Pada grid persegi tipikal (Gbr. 5.10f)
  - Pada grid persegi dengan grid interior *offset* (Gbr. 5.10e)
  - Pada grid radial (Gbr. 5.10g,i)
  - Pada grid lengkung (Gbr. 5.10h)
  - Pada dua sumbu (Gbr 5.10d)
- Rangka luar
  - Rangka luar dengan rangka inti melintang (Gbr. 5.10c)
  - Rangka luar dan dalam pada grid persegi (Gbr. 5.10g)

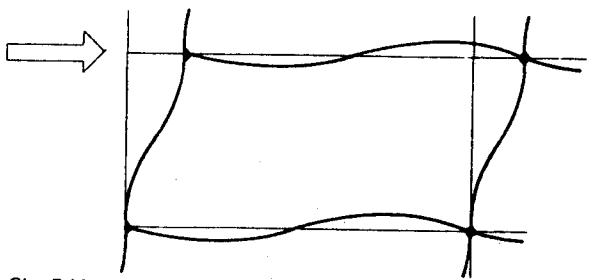


Gbr. 5.10: Sistem struktur rangka

– Rangka dua arah: grid persegi (Gbr. 5.10a)
– Rangka pada grid poligon: bentuk kompleks bersifat hampir organik (Gbr. 5.10j)

Contoh-contoh di atas memperlihatkan kemungkinan untuk membagi bentuk bangunan berdasarkan sistem rangka.

Karena kontinuitasnya, maka rangka kaku bereaksi terhadap beban lateral terutama melalui lentur dari kolom dan balok (Gbr. 5.11). Sifat menerus dari rangka bergantung pada tahanan rotasi dari sambungan batang-batang sehingga tidak terjadi peleset.



Gbr. 5.11

Kapasitas beban rangka sangat bergantung pada kekuatan balok dan kolom individual: kapasitasnya menurun sebanding dengan kenaikan tinggi lantai dan jarak antarkolom.

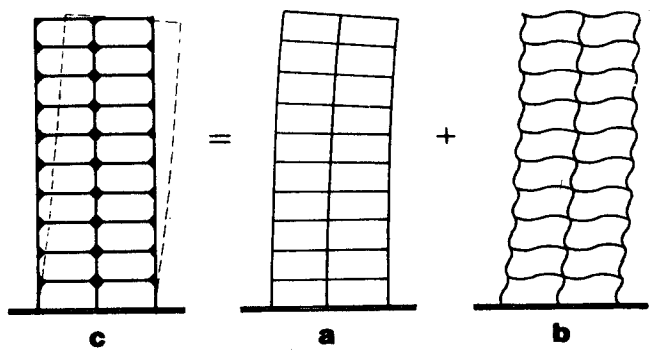
Lendutan lateral rangka kaku disebabkan oleh dua hal.

– Lendutan disebabkan oleh lentur kantilever (Gbr. 5.12a). Fenomena ini dikenal sebagai *chord drift*. Ketika melawan momen guling, rangka ini berlaku sebagai balok kantilever vertikal yang melentur melalui deformasi aksial serat-seratnya. Di sini pemanjangan dan pemendekan kolom akan menghasilkan ayunan lateral. *Mode* lendutan menyumbang kira-kira 20% dari penyimpangan total struktur.

– Deflaksi karena lentur balok dan kolom (Gbr. 5.12b). Fenomena ini dikenal sebagai *shear lag* atau *frame wracking*. Gaya geser horizontal dan vertikal yang bekerja pada kolom dan balok menyebabkan terjadinya momen lentur pada batang-batang tersebut. Apabila melentur, seluruh rangka mengalami distorsi. *Mode* deformasi ini menyebabkan 80% dari jumlah ayunan total struktur yang terdiri dari 65% karena lentur balok dan 15% karena lentur kolom. Lengkung defleksi setara dengan diagram geser eksternal: Kemiringan deformasi adalah minimum pada bagian dasar struktur, yaitu di tempat terjadinya geser terbesar.

– Deformasi total struktur sebenarnya. Superposisi dari kurva lendutan pada Gbr. 5.12a dan b menghasilkan deformasi akhir dari struktur.

Untuk pembahasan selanjutnya tentang perilaku rangka kaku, lihatlah Soal 7.3 sampai 7.6.



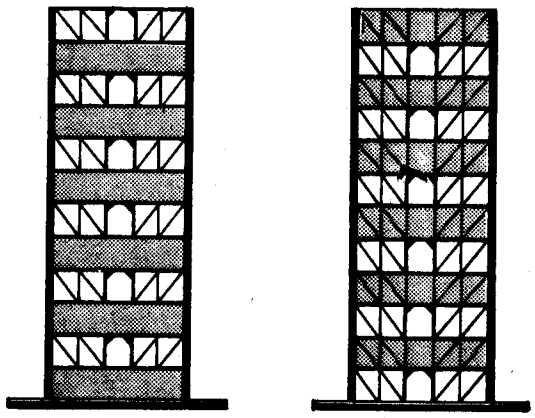
Gbr. 5.12

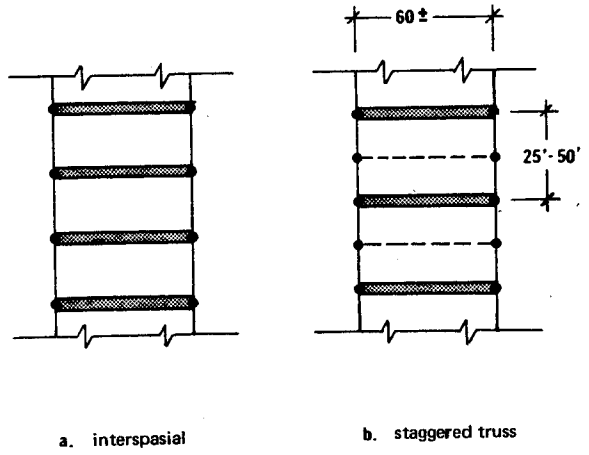
STRUKTUR DINDING-BALOK: SISTEM TRUS INTERSPASIAL DAN STAGGERED

Potensi penggunaan sistem dinding-balok akan dibahas dengan lebih rinci pada Bab 10. Di sini perhatian utama ditujukan pada balok-balok setinggi satu lantai yang membentang pada arah pendek bangunan. Balok dan dinding ini bisa berupa rangka baja atau beton, atau dapat pula berupa dinding masif.

Struktur balok-dinding yang lazim dijumpai adalah sistem rangka interspasial dan berselang-seling (staggered). Suatu sistem interspasial tipikal diperlihatkan pada Gbr. 5.13a. Rangka digunakan pada lantai antara serta mendukung bagian atas dan bagian bawah plat lantai. Ruang bebas yang tercipta pada lantai antara sangat menguntungkan untuk jenis bangunan tertentu yang memerlukan fleksibilitas dalam perencanaan.

Bangunan rangka *staggered* (Gbr. 5.13b) lebih kokoh daripada sistem interspasial. Di sini rangka digunakan pada setiap lantai, dan disusun menurut pola berselang-seling. Dengan membuat rangka berselang-seling pada satu lantai dengan lantai lainnya, dapat dihasilkan ruang bebas yang cukup besar, sedangkan plat lantai digunakan untuk membentang separuh dari jarak rangka tersebut. Plat-plat lantai ini menumpu pada bagian atas salah satu rangka dan menggantung pada bagian bawah lantai di atasnya. Tampak pola rangka ini menyerupai susunan bata (Gbr. 4.2i).

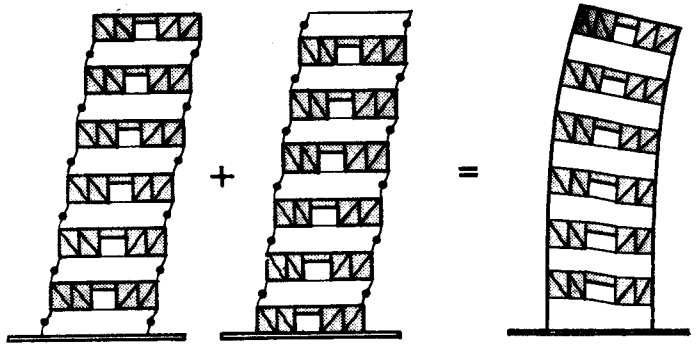




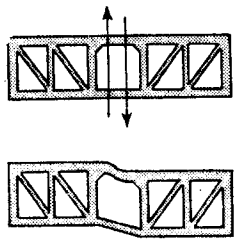
a. interspasial b. staggered truss

Gbr. 5.13

Prinsip membuat ragka berselang-seling sangat efisien apabila diterapkan untuk menahan beban horizontal dan vertikal. Sistem ini mengehemat 40% bahan baja dibandingkan dengan rangka kaku konvensional untuk bangunan tinggi dan memerlukan lebih sedikit sambungan lapangan. Sistem ini telah diterapkan pada bangunan dengan ketinggian sampai 30 lantai.



a b c



Gbr. 5.14 d

Perilaku struktur dinding balok interspasial (Gbr. 5.14a) menunjukkan lantai-lantai yang sangat kaku dan hampir tidak berubah bentuk. Akan tetapi, lantai bebas kolom hanya dapat menggunakan kolom untuk menahan beban lateral. Kolom-kolom ini akan menekuk dalam *mode* deformasi serupa dengan kolom pada sistem rangka kaku konvensional (Soal 7–10).

Pada rangka *staggered*, plat lantai berlaku sebagai diafragma horizontal kaku tak terhingga sehingga semua titik pada lantai akan mempunyai penyimpangan horizontal yang sama. Dengan demikian, semua rangka yang berdekatan akan bertindak sebagai satu kesatuan atau, dengan kata lain, superposisi dari perilaku *mode* terpisah akan menghasilkan keadaan deformasi seluruh sistem (Gbr. 5.14c). Defleksi bangunan akan menyerupai balok kantilever kaku. Kurva deformasi menunjukkan bahwa kolom-kolom tersebut tidak perlu dirancang untuk menahan momen lentur pada arah pendek bangunan. Dengan demikian, plat lantai yang berlaku sebagai diafragma kaku akan meneruskan seluruh gaya geser angin ke semua rangka untuk diteruskan ke kolom-kolom yang akan menahannya secara aksial. Karena rangka harus melawan gaya geser, maka apabila terdapat bukaan pada dinding, ia akan menyebabkan tekuk (Gbr. 5.14d) sehingga mengurangi kekakuan balok.

Kolom luar dapat diatur sehingga jaring (web)-nya tegaklurus terhadap rangka, sehingga menggunakan sumbu yang kuat untuk melawan angin pada arah memanjang. Kekokohan lateral pada

arah ini dapat ditingkatkan, misalnya dengan menambah panel balok pengikat untuk menghasilkan gaya rangka.

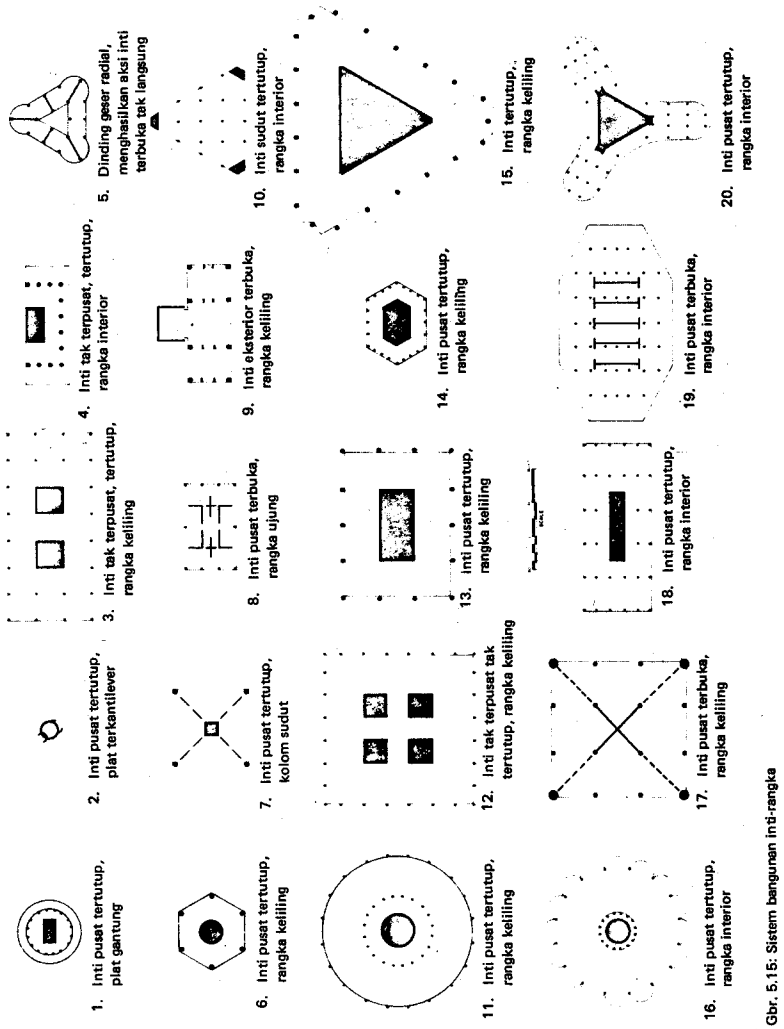
SISTEM BANGUNAN DINDING RANGKA GESER (FRAME-SHEAR WALL BUILDING SYSTEM)

Sistem-sistem rangka kaku murni tidak praktis untuk bangunan yang lebih tinggi dari 30 lantai; berbagai sistem telah dicoba untuk menggunakan dinding geser di dalam rangka untuk menahan beban lateral. Dinding geser terbuat dari beton atau rangka baja. Bentuknya bisa berupa inti interior tertutup, mengelilingi ruang lift atau ruang tangga, atau bisa juga berupa dinding sejajar di dalam bangunan, bahkan bisa juga berupa rangka fasade vertikal.

Beberapa denah bangunan tinggi tipikal yang menggunakan inti dan rangka diperlihatkan pada Gbr. 5.15. Pembahasannya berdasarkan pertimbangan geometris belaka. Dari segi perilaku, denah-denah ini dapat diterapkan dengan memuaskan pada sistem plat datar atau dinding rangka geser bersama *belt trusses*.

Bentuk denah yang berbeda-beda memungkinkan sejumlah pilihan tata letak. Sistem inti yang dikaitkan dengan bentuk bangunan diatur menurut letak; huruf-huruf dalam tanda kurung mengacu pada diagram terpisah pada Gbr. 5.15.

- Letak inti
  - Inti fasade eksterior (i)
  - Inti interior: inti fasade (j), inti di dalam bangunan (a–c, f–h)
  - Inti eksentris (d,i)
- Jumlah inti
  - Inti tunggal (a, b, d, e dsb.)
  - Inti terpisah (h, s, t)
  - Inti banyak (c, j, l)
- Bentuk inti
  - Bentuk tertutup: bujursangkar, persegi panjang, bulat segitiga



Gbr. 5.15: Sistem bangunan inti-rangka

- Bentuk terbuka: bentuk X, I, dan [
- Bentuk inti disesuaikan dengan bentuk bangunan (j, o, t)

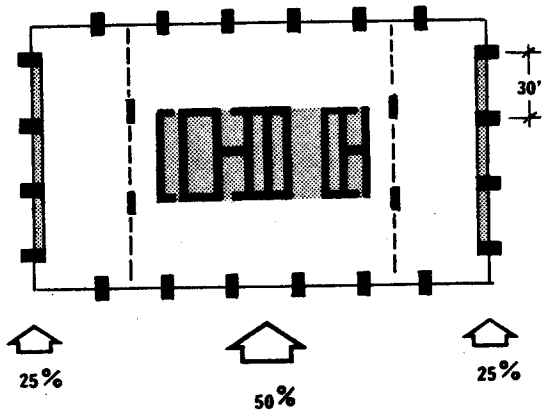
Sistem rangka-dinding geser dikelompokkan menurut reaksinya terhadap beban geser yang dapat dimasukkan ke dalam salah satu di antara tiga tipe berikut.

Sistem rangka bersendi dinding geser (Gbr. 5.19a)

Karena balok rangka diberi persendian, maka rangka ini hanya dapat memikul beban gravitasi. Dinding geser akan memikul semua beban lateral.

Sistem interaksi rangka bersendi-Vierendeel-dinding geser

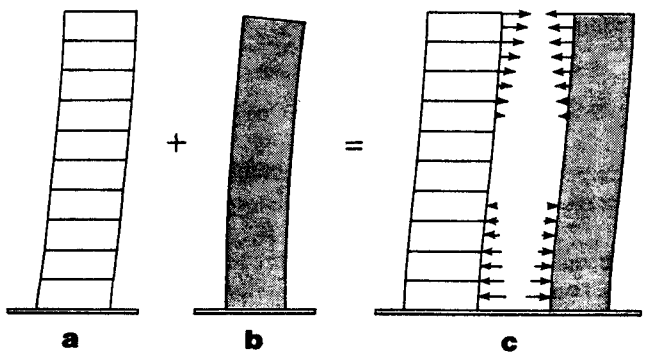
Gaya-gaya lateral dipikul oleh sistem dinding geser dan rangka kaku (y.i. Vierendeel). Pada contoh Gbr. 5.16, kedua dinding fasade pada arah pendek bangunan akan memikul separuh jumlah gaya angin, dan inti akan memikul separuh sisanya. Rangka fasade memanjang hanya memikul gaya gravitasi.



Gbr. 5.16

Interaksi rangka kaku-dinding geser

Di atas 500 kaki, penggunaan hanya dinding geser untuk menahan beban lateral menjadi tidak praktis. Agar cukup kuat, inti harus demikian besar sehingga tidak sesuai lagi dengan fungsinya sebagai wadah transportasi vertikal dan distributor energi. Lebih jauh lagi, lendutan yang terjadi akan demikian besarnya sehingga menyebabkan keretakan partisi atau jendela, bahkan dapat menimbulkan reaksi psikologis pada para penghuni atau penyewa bangunan. Kekakuan lateral sangat diperbaiki dengan menggunakan tidak hanya sistem dinding geser, tetapi juga rangka kaku untuk menahan gaya-gaya lateral. Defleksi total sistem dinding geser dan rangka kaku diperoleh dengan cara membuat superimpos *mode* individu dari deformasi (Gbr. 5.17).



Gbr. 5.17

– Deformasi *mode* geser untuk rangka kaku. Lendutan ini dinyatakan hanya secara skematis pada Gbr. 5.17a. Perhatikan bahwa sudut deformasi adalah paling besar pada bagian dasar struktur di mana terjadi geser maksimum.

– Deformasi *mode* lentur untuk dinding geser. Dinding geser pada Gbr. 5.17b bisa berupa dinding beton ataupun rangka baja vertikal; bisa berupa inti interior, dinding internal sejajar, ataupun dinding fasade. Sistem ini berlaku sebagai balok kantilever vertikal dengan lenturnya. Perhatikan bahwa sudut lendutan paling besar adalah di bagian atas bangunan, yang membuktikan bahwa sistem dinding geser di tempat tersebut memberikan sumbangan kekokohan paling kecil.

– Interaksi antara rangka dan inti geser. Interaksi rangka dan dinding geser (Gbr. 5.17c) diperoleh dengan membuat superimposisi *modes* defleksi terpisah yang menghasilkan kurva S datar. Karena sifat defleksi yang berbeda antara dinding geser dengan rangka, maka dinding geser tersebut ditarik oleh rangka di bagian atas bangunan, dan didorong ke depan di bagian bawahnya. Dengan demikian, geser oleh angin dipikul oleh rangka bagian atas bangunan dan dipikul oleh dinding geser di bagian bawahnya. Interaksi antara kedua sistem struktur ditelaah secara matematis pada Soal 7.7.

STRUKTUR BANGUNAN PLAT RATA

Sistem plat rata terdiri atas plat beton padat ataupun jenis wafel sehingga tidak memerlukan pembalokan lantai. Hal ini mengurangi jarak lantai ke lantai berikutnya sehingga menghemat ruag. *Drop panel* dan atau kepala kolom biasanya digunakan karena konsentrasi geser di sekitar kolom cukup tinggi. Plat yang tidak dilengkapi dengan *drop panel* biasanya dinamakan plat rata . Sistem ini dapat disesuaikan dengan peletakan kolom yang tidak teratur.

Beberapa keterbatasan dari sistem plat rata adalah sebagai berikut:

- Beban mati yang besar tidak menguntungkan apabila menghadapi kondisi pondasi yang sulit.
- Rasio tebal terhadap bentangan (depth to span) yang kecil dapat menyebabkan lendutan plat terlihat besar.
- Kemampuan bentangan yang relatif pendek (15–25 kaki, atau sampai 35 kaki apabila diprategang) membatasi kemampuannya untuk menyesuaikan diri terhadap tata letak partisi yang berubah-ubah, seperti pada bangunan apartemen.

Struktur plat rata dapat mempunyai hanya kolom sebagai unsur pendukung, bergantung pada rasio tinggi terhadap lebar bangunan tersebut. Sistem ini dilengkapi dengan dinding geser untuk meningkatkan kekakuan lateral.

Sifat monolit struktur beton memaksa seluruh bangunan untuk melawan beban lateral sebagai satu unit. Tidaklah realistis untuk beranggapan bahwa beban lateral seluruhnya dipikul oleh inti kaku atau dinding geser yang lebih kaku dan bahwa kolom maupun plat sama sekali tidak memikul beban.

Plat rata itu sendiri, walau fleksibel, memberikan kekuatan pada sistem karena sifatnya menerus dengan dinding geser dan kolom. Kita dapat membayangkan bahwa sebagian plat tersebut akan berlaku sebagai balok tipis yang menerus dengan kolom sehingga mempunyai perilaku sebagai rangka kaku.

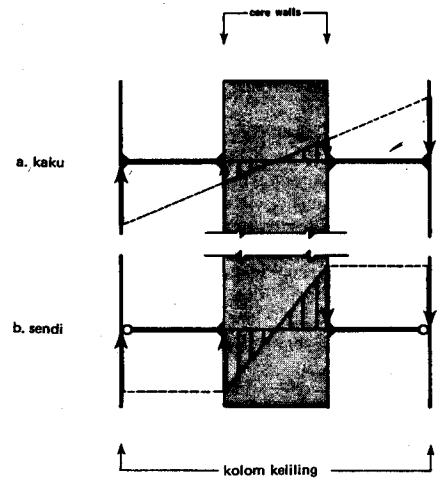
Maka perilaku seluruh sistem ini serupa dengan sistem inti rangka; Gbr. 5.17 juga memperlihatkan perilaku bangunan plat rata. Gaya-gaya lateral terutama dipikul oleh aksi rangka pada bagian atas struktur dan oleh dinding geser atau sistem inti di bagian bawahnya.

SISTEM INTERAKSI DINDING GESER-RANGKA DENGAN BELT TRUSS KAKU

Rangka diperkaku (y.i. bangunan rangka-dinding geser) menjadi tidak efisien lagi di atas ketinggian 40 lantai karena banyak sekali diperlukan bahan untuk membuat pengaku yang cukup kaku dan kuat. Efisiensi struktur bangunan akan meningkat sebesar 30% dengan menggunakan rangka sabuk (belt truss) horizontal untuk mengikat rangka ke inti. Rangka tersebut diikat secara kaku ke inti dan dihubungkan dengan kolom ekstrerior. Apabila inti geser melentur, maka *belt truss* berlaku sebagai lengan yang menyalurkan tegangan-tegangan aksial langsung ke kolom luar. Selanjutnya kolom-kolom ini berlaku sebagai *strut* untuk melawan lendutan dari inti. Artinya, inti tersebut mengumpulkan gaya geser horizontal, dan rangka sabuk meneruskan gaya geser vertikal dari inti ke rangka fasade. Dengan demikian, bangunan akan berlaku sebagai suatu kesatuan, serupa dengan tabung kantilever.

Bangunan dapat memiliki satu atau beberapa rangka sabuk; lebih banyak ragka yang digunakan, lebih baik pula integrasi inti dengan kolom fasade. Ia bisa ditempatkan di dalam bangunan di mana pengaku diagonal tidak akan merintangi fungsi-fungsi bangunan (y.i. di lantai mekanis). Penerapan prinsip struktur penggunaan rangka sabuk di bagian atas dan tengah bangunan cukup ekonomis sampai dengan ketinggian 60 lantai.

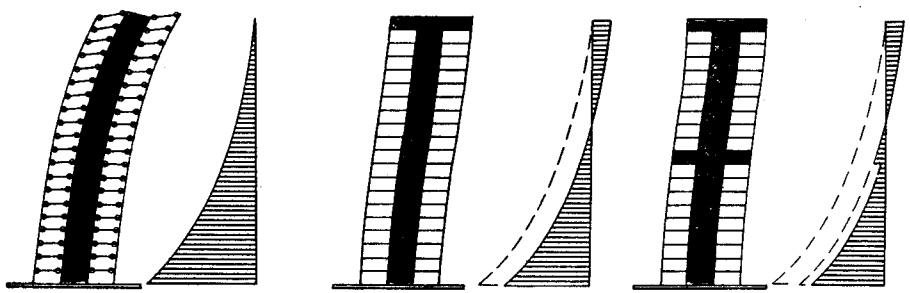
Diagram tegangan pada Gbr. 5.18 menggambarkan efisiensi relatif dari penggunaan sendi pada rangka sabuk ke kolom luar dibandingkan dengan mengakukannya. Apabila ragka tersebut disambung menerus pada kolom, maka seluruh sistem akan berlaku sebagai satu kesatuan sehingga akan menggunakan hanya sebagian kecil dari kapasitasnya melawan gaya momen, yang dinding-dindingnya (inti) relatif dekat ke sumbu netral bangunan. Hal ini dinyatakan pada distribusi tegangan menerus untuk sistem kaku (Gbr. 5.18a).



Gbr. 5.18

Di sisi lain, lengan elastis yang terkantilever dari inti dan disambung dengan sendi ke kolom luar meningkatkan kapasitas melawan momen pada inti, dan melibatkan kolom eksterior, seperti pada sistem kaku (Gbr. 5.18b). Akan tetapi, karena sambungan sendi geser tidak menginduksi momen lentur pada kolom, maka kapasitas aksial dari kolom meningkat.

Reaksi bangunan rangka inti dengan rangka sabuk terhadap pembebanan lateral diberikan pada Gbr. 5.19. Apabila rangka disendi ke inti suatu struktur, (Gbr. 5.19a), maka inti akan berlaku sebagai kantilever dan bagian atasnya akan bebas berputar. Rangka ini hampir tidak melawan gaya rotasi. Apabila rangka ini diikat ke inti dengan menggunakan *belt truss*, (Gbr. 5.19b), maka rotasi di



Gbr. 5.19

bagian atas sistem ini akan ditiadakan karena kolom luar akan mengikat *belt truss* tersebut ke bawah; tidak akan ada momen lentur pada kolom. Kekakuan parsial yang diberikan di bagian atas sistem ini tercermin pada diagram momennya. Sistem ini tidak lagi berlaku sebagai kantilever murni karena bagian atasnya terikat, demikian pula bagian bawahnya. Lendutan yang terjadi berupa kurva S datar dengan momen nol pada titik infleksi. Momen lentur di bagian dasar bangunan tidak sebesar pada Gbr. 5.19a.

Kekuatan dan kekakuan sistem ini selanjutnya ditingkatkan dengan menambah rangka sabuk tambahan pada lantai-lantai antara di dalam bangunan (Gbr. 5.20c). Pada setiap tingkat yang

dilengkapi dengan rangka sabuk, rotasi akan dicegah. Kekakuan yang terjadi di tempat-tempat ini akan mengurangi besaran pada diagram momen. Momen lentur di bagian dasar bangunan akan berkurang lagi karena terjadinya pergeseran dari gaya lateral ke gaya axial; maka ayunan bangunan menjadi berkurang.

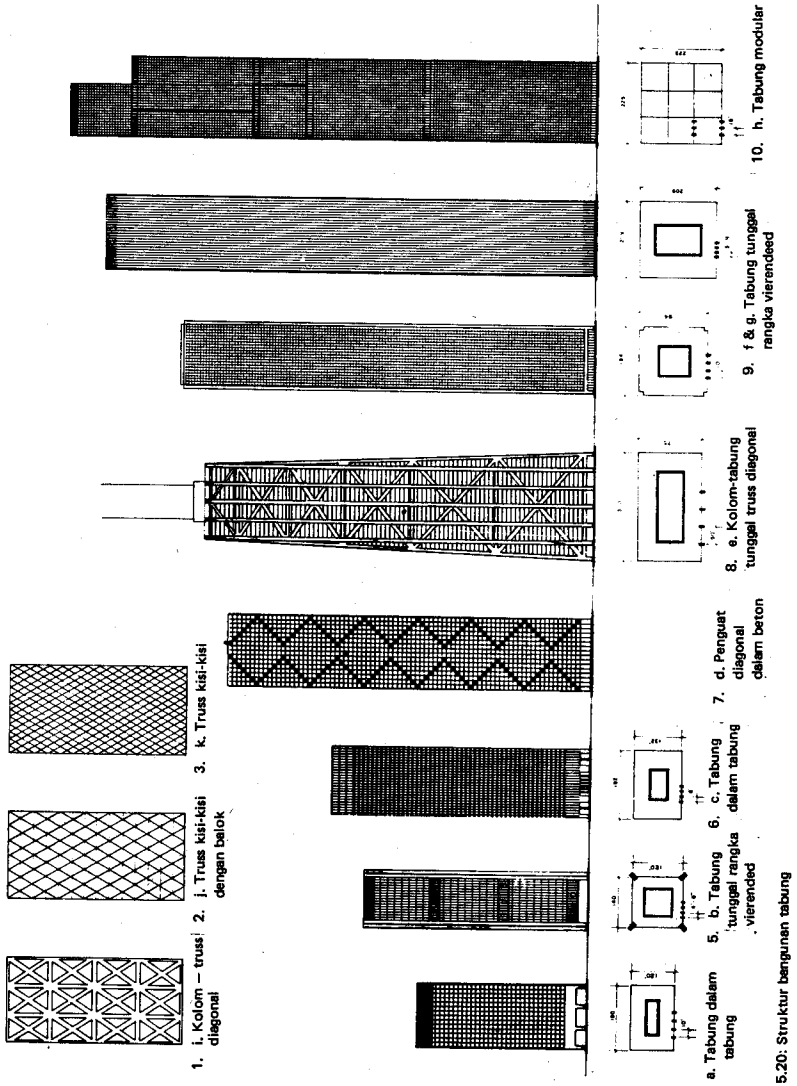
SISTEM TABUNG

Perkembangan mutakhir dalam rancangan struktur adalah konsep perilaku tabung yang dikembangkan oleh Fazlur Khan dari SOM (Skidmore, Owings & Merill). Pada saat ini, empat dari lima bangunan tertinggi di dunia menggunakan sistem tabung. Bangunan-bangunan ini adalah Hancock Building, Sears Building, Standard Oil Building di Chicago, dan World Trade Center di New York (Gbr. 5.20e, h, f, dan g). Sistem tabung ini demikian efisien sehingga penggunaan bahan bangunan per kaki persegi hampir sebanding dengan jumlah yang digunakan untuk bangunan rangka yang besarnya separuh dari bangunan-bangunan di atas.

Pada rancangan tabung dianggap bahwa fasade struktur bertindak terhadap beban lateral bagai suatu kotak kosong tertutup yang terkantilever dari tanah. Karena dinding eksterior menahan seluruh atau hampir seluruh beban angin, maka pengaku diagonal interior yang mahal ataupun dinding geser dapat ditiadakan.

Dinding tabung terbuat dari kolom-kolom berjarak sangat rapat di sekeliling bangunan yang diikat dengan balok pengikat yang tinggi. Tampak struktur fasade terlihat sebagai dinding yang dilubangi. Kekakuan dinding fasade ditingkatkan dengan menambah pengaku diagonal tambahan yang menghasilkan aksi serupa rangka. Kekakuan tabung demikian tingginya sehingga perlakuannya terhadap pembebanan lateral menyerupai balok kantilever.

Seperti akan kita lihat selanjutnya, tabung eksterior ini dapat memikul semua beban lateral, atau dapat diperkaku terus dengan menggunakan jenis pengaku interior tertentu. Pembahasan berikut



Gbr. 5.20: Struktur bangunan tabung

akan ditekankan pada berbagai rancangan tabung yang telah digunakan selama ini, dan bagian ini dibagi menjadi pokok-pokok bahasan sebagai berikut:

- Tabung kosong
  - Tabung rangka (frame tube)
  - Tabung *truss* (trussed tube)
    - Tabung rangka kolom diagonal
    - Tabung rangka *lattice*
- Tabung dengan pengaku interior
  - Tabung dengan dinding geser sejajar
  - Tabung dalam tabung (tube in tube)
  - Tabung yang dimodifikasi (modified tube)
    - Tabung rangka dengan rangka kaku
    - Tabung dalam semitabung
  - Tabung modular (modular tube)

Tabung kosong

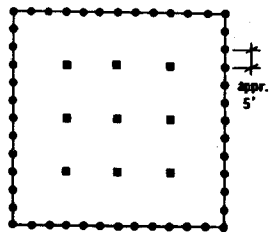
Tabung rangka

Tabung yang diberi rangka, yaitu penerapan paling awal dari konsep tabung, pertama kali digunakan pada bangunan berlantai 43, yaitu Dewitt Chestnut Apartment di Chicago (SOM, 1961). Pada sistem tabung Vierendeel ini, dinding ekterior bangunan yang terdiri dari balok dan kolom persegi rapat dan disambung secara kaku, menahan beban lateral melalui aksi tabung kantilever tanpa menggunakan pengaku interior. Kolom-kolom interior dianggap memikul hanya beban gravitasi dan tidak berperan untuk menambah kekakuan tabung (Gbr. 5.21). Lantai-lantai yang kaku berlaku sebagai diagragma dikaitkan dengan penyebaran gaya lateral ke dinding luar (Perimeter).

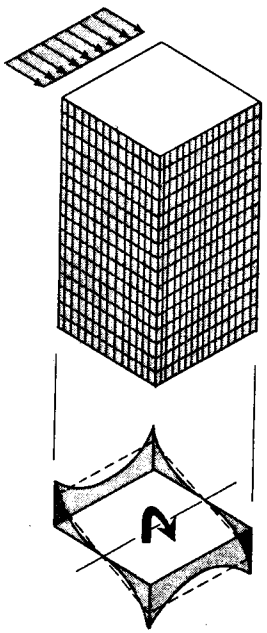
Contoh bangunan tabung rangka kosong lain adalah Standard Oil Building, Chicago, berlantai 83, dan World Trade Center di New York (Gbr. 5.20f, g). Walaupun bangunan-bangunan ini mempunyai inti interior, inti tersebut hanya inti kosong karena ia tidak dirancang untuk menahan beban lateral.

Tabung Vierendeel berkembang secara perlahan dari struktur rangka kaku yang konvensional. Sistem ini memiliki kekakuan lateral dan kualitas torsi, sekaligus memungkinkan interior yang fleksibel. Grid fasade demikian rapatnya sehingga dapat berfungsi sebagai rangka jendela kaca (Gbr. 5.21).

Perancangan sistem tabung rangka sangat ideal apabila dinding eksterior merupakan suatu kesatuan yang reaksinya terhadap beban lateral mengikuti lentur kantilever murni. Apabila demikian, maka semua kolom yang merupakan bagian dari tabung akan mengalami tarikan aksial atau tekan. Distribusi tegangan linear yang terjadi ditunjukkan oleh garis-garis putus pada Gbr. 5.22.



Gbr. 5.21: Tabung rangka kosong



Gbr. 5.22

Akan tetapi, perilaku tabung sebenarnya adalah di antara kantilever murni dengan rangka murni. Sisi-sisi tabung yang sejajar dengan arah datang angin akan cenderung berlaku sebagai rangka *multitrave* yang independen dengan adanya fleksibilitas dari balok pengikat. Fleksibilitas ini menghasilkan tekuk pada rangka karena gaya geser yang dinamakan *shear lag*. Maka lentur terjadi pada kolom dan balok. Perilaku ini, yang merupakan ciri khas rangka kaku, telah dibicarakan di muka (Gbr. 5.12b).

Pengaruh *shear lag* pada aksi tabung mengakibatkan penyebaran tekanan nonlinear sepanjang kolom di sisi luar; kolom-kolom di sudut-sudut bangunan dipaksa untuk memikul beban yang lebih besar daripada kolom-kolom di antara sudut (Gbr. 5.22). Selanjutnya, defleksi total dari bangunan tidak lagi berupa suatu balok kantilever karena deformasi *mode* geser menjadi lebih kuat.

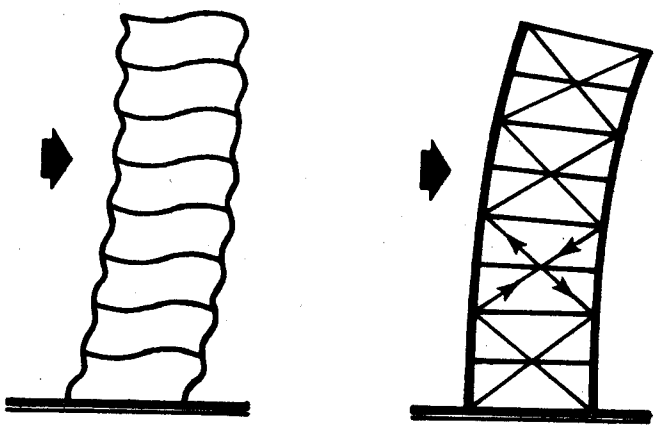
Masalah geser sangat mempengaruhi efisiensi sistem tabung, dan perkembangan rancangan tabung selanjutnya berusaha mengatasinya. Prinsip tabung rangka cukup ekonomis untuk bangunan baja dengan ketinggian sampai 80 lantai dan untuk bangunan beton sampai dengan ketinggian 60 lantai. Perkiraan perilaku pada tabung tunggal diperiksa secara analitis pada Soal 7.11.

Tabung trussed

Kelemahan inheren dari tabung rangka terletak pada fleksibilkitas balok pengikatnya. Kekakuannya sangat meningkat apabila diberi unsur diagonal. Diagonal-diagonal tersebut meneruskan gaya-gaya lateral langsung dalam aksi aksial. Pengurangan *shear lag* ini memungkinkan perilaku kantilever yang hampir sempurna (Gbr. 5.22).

– Tabung truss kolom diagonal

Sistem ini menggunakan diagonal di dalam grid kolom dan balok persegi (Gbr. 5.20e, i). Diagonal bersama balok pengikat menghasilkan kekakuan serupa dinding terhadap beban lateral. Diagonal ini tidak hanya memikul sebagian besar beban angin, tetapi juga berlaku sebagai kolom miring yang memikul beban gravitasi.



Gbr. 5.23

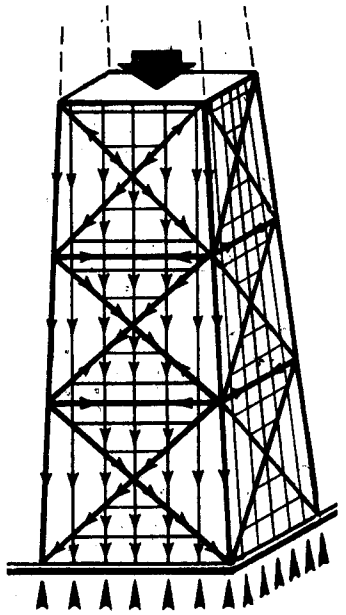
Fungsi ganda dari unsur diagonal menjadikan sistem ini efisien untuk bangunan yang sangat tinggi (sampai ketinggian 100 lantai untuk baja). Sistem ini memungkinkan jarak kolom menjadi lebih lebar dibandingkan dengan tabung rangka.

Suatu ciri penting dari sistem ini adalah kemampuannya untuk menyebar beban terpusat sehingga merata ke seluruh struktur seperti terlihat pada Gbr. 5.24 untuk 56 lantai pertama pada John Hancock Building di Chicago. Balok pengikat ini meneruskan beban gravitasi di antara kolom dan berlaku sebagai pengikat untuk mencegah lantai dari aksi melar. Dengan cara ini keefektifan diagonal dalam bertindak sebagai sistem penyebar beban utama dapat ditingkatkan.

Suatu pendekatan yang menarik untuk memperoleh diagonal pada dinding beton eksterior telah dicoba pada suatu rancangan proyek oleh mahasiswa IIT (Gbr. 5.20d) di mana diagonal-diagonal diciptakan dengan mengisi bukaan jendela dalam suatu pola diagonal.

– Tabung lattice truss

Pada sistem ini tabung terbuat dari diagonal yang disusun rapat tanpa kolom vertikal (Gbr. 5.20j, k). Diagonal-diagonal tersebut



Gbr. 5.24

merupakan kolom miring dan menstabilkan struktur terhadap angin. Diagonal ini bisa diikat oleh balok horizontal, dan sangat efisien apabila dihadapkan dengan beban lateral, tetapi kurang efisien untuk meneruskan beban gravitasi ke tanah. Selanjutnya, jumlah sambungan yang diperlukan di antara diagonal dan masalah yang berkaitan dengan detail jendela menjadi sistem rangka lateral ini pada umumnya tidak praktis.

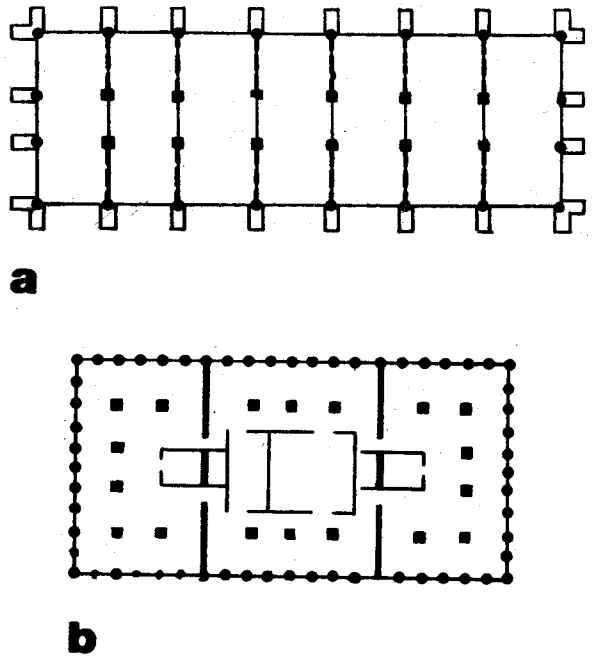
Tabung yang diperkaku interior

Tabung eksterior rangka dapat diperkaku dengan menambah diagonal, dapat pula diperkaku dari dalam dengan menambah dinding geser atau inti interior. Beberapa pendekatan untuk pengakuan interior akan dibahas pada bagian berikut.

Tabung dengan dinding geser sejajar

Dinding tabung eksterior dapat diperkaku dengan melengkapi dinding interior pada denah. Kita dapat membayangkan dinding tabung eksterior sebagai flens dari suatu sistem balok yang dirakit di mana dinding geser berlaku sebagai jaringnya. Tegangan-tegangan pada dinding tabung eksterior terutama bersifat aksial karena *shear lag* dapat diperkecil.

Contoh-contoh pada Gbr. 25a dan b berturut-turut menggambarkan dua pendekatan: jarak di antara kolom fasade yang relatif lebar sehingga memerlukan dinding geser untuk setiap kolom, dan jarak di antara kolom yang rapat sehingga memerlukan hanya dua dinding geser.



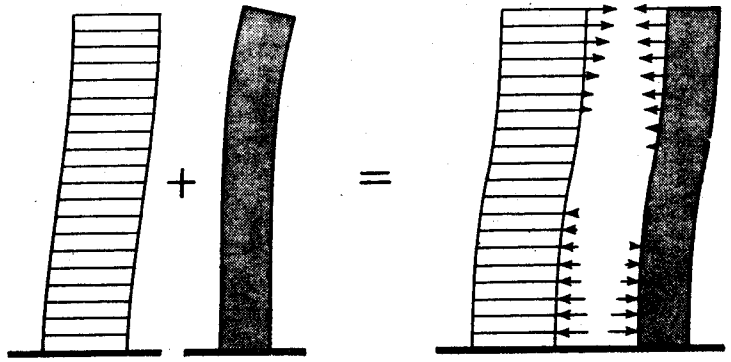
Gbr. 5.25

Tabung dalam tabung

Kekakuan sistem tabung kosong sangat ditingkatkan apabila digunakan inti tidak hanya untuk menahan beban gravitasi, tetapi juga untuk menahan beban lateral. Struktur lantai mengikat tabung interior bersama eksterior dan berlaku sebagai satu kesatuan terhadap gaya-gaya lateral.

Reaksi suatu sistem tabung dalam tabung terhadap angin menyerupai struktur rangka dengan dinding geser. Akan tetapi, tabung rangka eksterior lebih kaku daripada tabung interior.

Gbr. 5.26 memperlihatkan bahwa tabung eksterior menahan hampir semua angin di bagian atas bangunan, sedangkan inti memikul sebagian besar beban di bagian bawah bangunan.

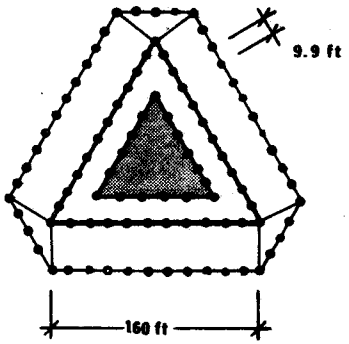


Gbr. 5.26

Pendekatan tabung dalam tabung telah dicoba pada Brunswick Building berlantai 38 di Chicago dan One Shell Plaza Building berlantai 52 di Houston (Gbr. 5.20c).

Dengan mengamati konsep sistem tabung ini lebih jauh, para perancang sebuah bangunan kantor berlantai 60 di Tokyo (Gbr. 5.27) menggunakan tabung berlapis tiga. Pada sistem ini tabung eksterior menahan sendiri beban angin, tetapi ketiga tabung tersebut disambung dengan sistem lantai, berinteraksi untuk memikul beban gempa, yang seperti kita ketahui merupakan faktor rancangan yang penting di Jepang.

Perpustakaan
Timur



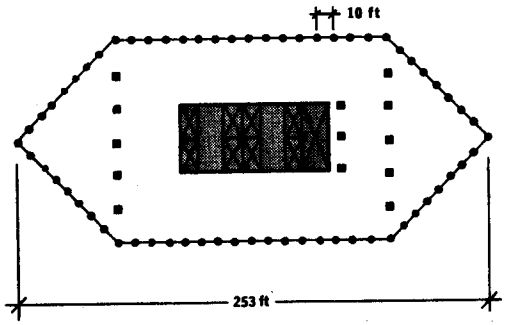
Gbr. 5.27

Tabung yang dimodifikasi

Aksi tabung sangat efisien pada bangunan dengan denah bulat atau hampir bujursangkar. Bangunan yang berbeda dari bentuk-bentuk ini memerlukan pertimbangan khusus apabila aksi tabung diinginkan. Dua contoh berikut ini akan memperlihatkan pertimbangan-pertimbangan tersebut.

– Tabung rangka dengan rangka kaku

Bentuk denah heksagonal pada bangunan berlantai 40 di Charlotte, North Carolina (Gbr. 5.28), memaksa para perancang untuk memodifikasi prinsip tabung. Ujung-ujung lancip dari bangunan heksagonal ini menghasilkan *shear lag* yang sangat besar sehingga tidak memungkinkan memperoleh aksi tabung yang efektif. Penambahan rangka kaku pada arah tegaklurus berfungsi untuk mengikat dinding eksterior. Dengan demikian, dinding-dinding segitiga di ujung segitiga diperkuat oleh rangka kaku. Dengan mengikat dinding perimeter, aksi tabung yang efektif dapat tercapai.



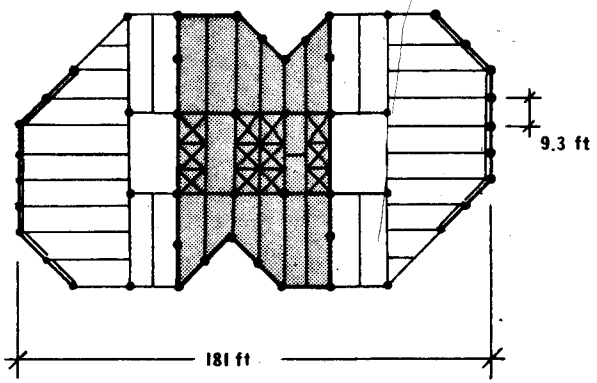
Gbr.5.28

Tabung dalam semitabung

– Tabung dalam semitabung

Denah berbentuk tak teratur pada Western National Bank di Pittsburgh (Gbr. 5.29) adalah pemecahan khas lainnya dalam rancangan tabung. Pada sebagian besar bangunan tabung, efek tabung dihasilkan oleh dinding eksterior. Akan tetapi, pada bangunan ini dua oktagon yang saling berpotongan membentuk suatu tabung struktur di bagian tengah bangunan.

Kedua bagian ujung bangunan diperkaku oleh sistem rangka dinding serupa kanal. Angin ditahan oleh gabungan tabung interior dan kanal yang besar di ujung dinding.



Gbr. 5.29

Tabung modular

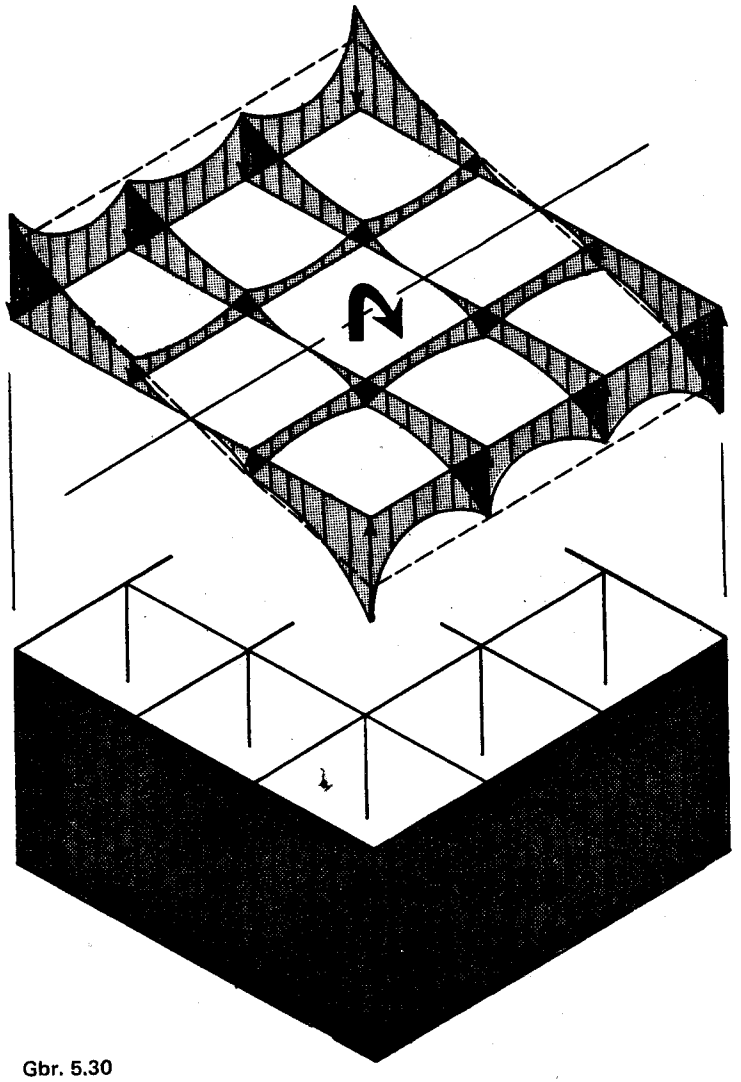
Perkembangan mutakhir dalam perancangan tabung adalah prinsip tabung modular atau *bundled tube*. Sistem ini digunakan pada Sears Building di Chicabo (Gbr. 5.20h) yang pada saat ini merupakan gedung tertinggi di dunia.

Tabung rangka eksterior diperkaku oleh diafragma melintang interior pada kedua arah (Gbr. 5.30); maka terbentuklah sekumpulan tabung sel. Tabung-tabung individual ini masing-masing kuat sehingga dapat disusun dan ditempatkan ataupun diputus di tingkat mana saja. Keuntungan lain dari sistem *bundled tube* ini ialah terciptanya daerah lantai yang sangat luas.

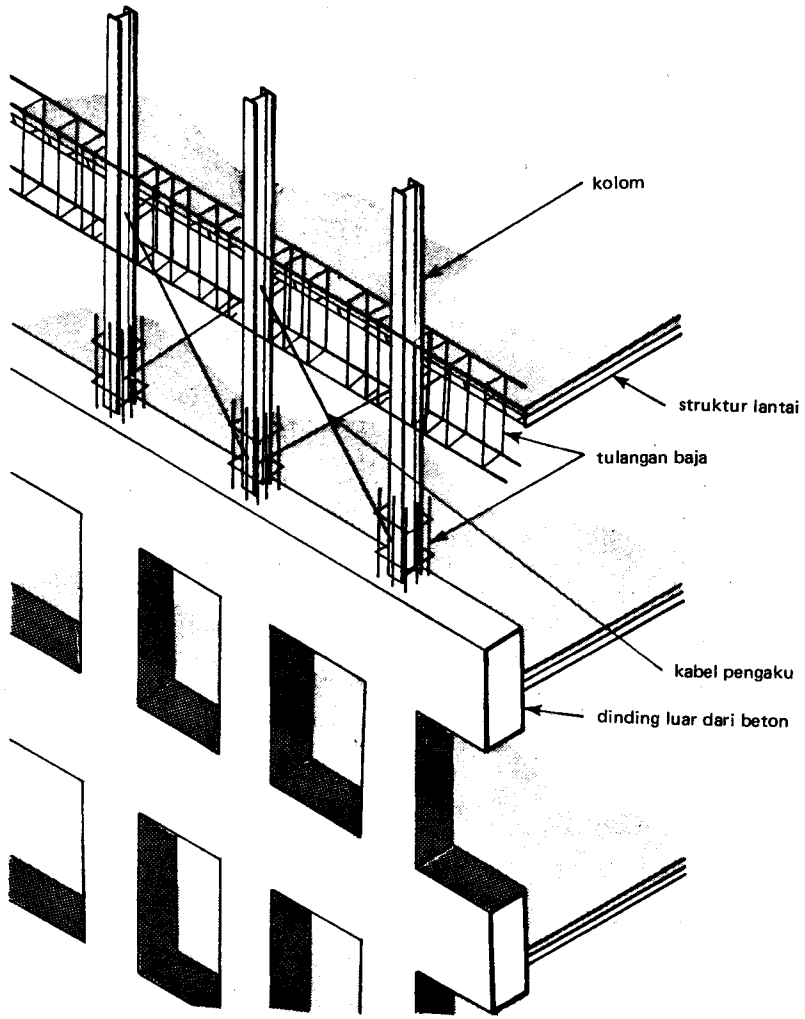
Perilaku sistem ini diperlihatkan pada diagram distribusi tegangan pada Gbr. 5.30. Diafragma yang sejajar dengan arah angin (y.i. jaring) menyerap gaya geser sehingga menimbulkan titik-titik tegangan maksimum pada titik temu dengan dinding tegak (y.i. web) yang membuktikan adanya aksi individual dari tabung. Perhatikanlah perbedaan distribusi tegangan aksial apabila tidak ada pengaku internal–yaitu tabung tunggal (Gbr. 5.22). Diafragma vertikal cenderung menyebarkan tegangan aksial secara merata walaupun *shear lag* masih terdapat dalam jumlah yang kecil. Akan tetapi, penyimpangan dari perilaku tabung yang ideal, yang dinyatakan oleh garis putus-putus, tidak begitu menonjol.

BANGUNAN KOMPOSIT

Pada struktur hibrida, perkembangan mutakhir diarahkan pada upaya menambah kekakuan lateral dari pencakar langit di mana beton dan baja berpadu sebagai suatu kesatuan struktur. Konsep ini telah diterapkan selama beberapa tahun pada batang-batang struktur individual seperti lantai (Bab 8) dan kolom. Akan tetapi, perancangan seluruh bangunan dengan konstruksi komposit merupakan pendekatan yang sangat baru. Berikut ini dijelaskan dua pemecahan yang melibatkan penerapan konsep ini.



Gbr. 5.30



Gambaran Skematik
suatu bangunan tabung komposit

Gbr. 5.31

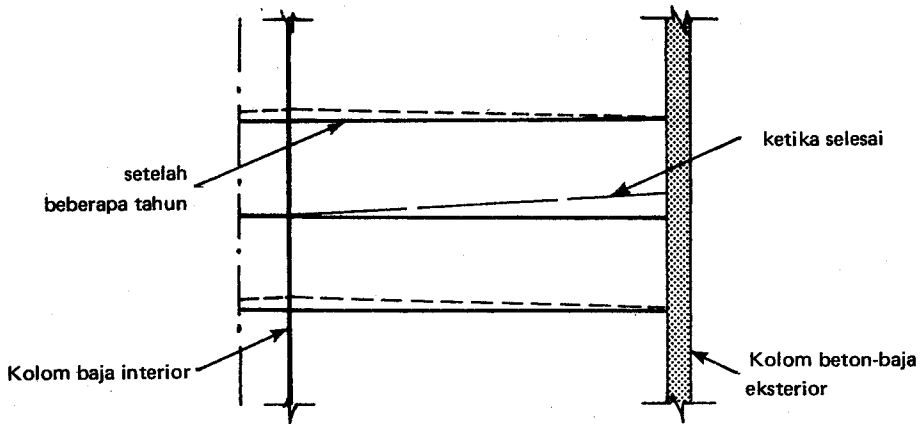
Bangunan komposit tabung

Pada sistem yang dikembangkan oleh Skidmore, Owings, and Merrill, rangka baja eksterior diperkaku terhadap deformasi lateral oleh dinding luar berlubang dari bahan beton yang dicor setempat. Ayunan bangunan yang terjadi menyerupai tabung kaku yang dikantilever dari tanah. Pendekatan ini memadukan sistem pemasangan yang cepat dengan kekuatan yang tinggi (dengan demikian, juga fleksibilitas ruang interior) dari konstruksi baja dengan membuat tahan api, insulasi, kekakuan lateral, dan *moldability* dari dinding tirai beton. Sistem ini telah digunakan untuk Gateway III berlantai 36 di Chicago, One Shell Square Tower berlantai 50 di New Orleans, dan CDC Building berlantai 24 di Houston, di mana panel beton pracetak dijadikan perancah untuk beton cor setempat.

Proses konstruksi dimulai dari pendirian rangka baja dengan tinggi antara 8 dan 10 lantai. Karena kolom eksterior hanya memikul beban konstruksi, maka kolom-kolom ini lebih ringan daripada kolom interior. Rangka luar diperkaku sementara oleh kabel untuk kekakuan lateral. Berikutnya dipasang dek baja selular, dan lantai beton dicor untuk memperkuat rangka dan memungkinkan pekerjaan interior segera dimulai. Setelah besi tulangan dan perancah selesai dipasang di sekeliling kolom dan balok pengikat, beton dicor untuk membentuk suatu dinding berlubang (perforated) yang menerus. Proses ini diulangi setahap demi setahap sampai 8 hingga 10 lantai (Gbr. 5.31).

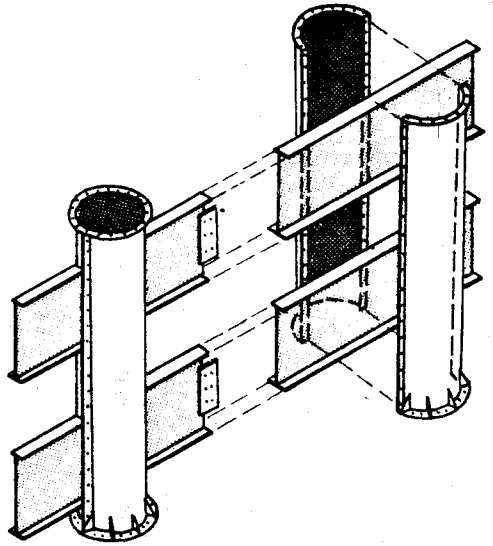
Akan tetapi, perbedaan gerak antara kolom betonbaja eksterior dengan kolom baja interior menimbulkan masalah. Penyesuaian penempatan balok harus dilakukan untuk mengatasi pemendekan kolom yang tidak bersamaan akibat perilaku elastik, penyusutan, dan rangkak (Gbr. 5.32).

Karena pada sistem ini kulit tabung memikul semua gaya lateral, maka kolom dan balok yang membentuk rangka inti utilitas boleh lebih ringan karena hanya memikul beban gravitasi. Demikian pula luas lantai *netto* yang dapat digunakan di lantai-lantai atas dapat ditingkatkan apabila luas inti dikurangi.



Gbr. 5.32

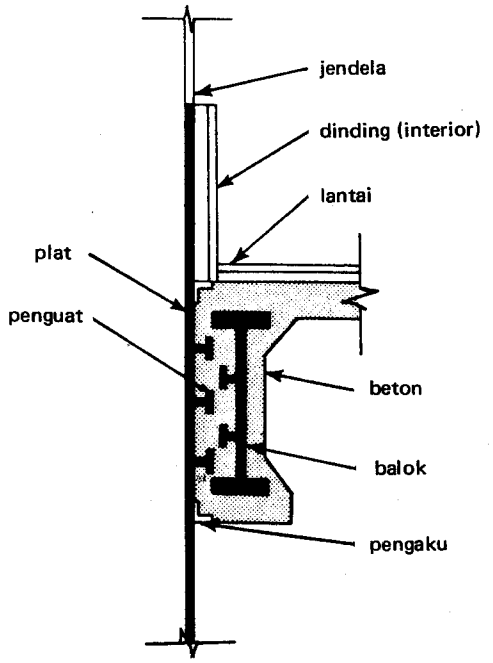
Reid and Tarics dari San Francisco mengembangkan sistem bangunan tabung komposit lainnya. Sebagai fasade struktur mereka menggunakan balok pengikat dari baja dan kolom baja tabung yang diisi beton (Gbr. 5.33). Pembungkus ini memberikan cukup kekakuan untuk memikul semua beban lateral. *Tree* pracetak terdiri atas satu kolom tabung dengan tinggi dua lantai dan dua balok baja kantilever. *Tree* ini dikeling satu sama lain di tengah-tengah balok dan tengah-tengah tinggi kolom; titik-titik buhul ini adalah yang paling tidak mendapat tegangan akibat pembebanan lateral. Kontinuitas alami balok tidak terputus pada kolom di mana tegangan adalah paling tinggi, tetapi menembus kolom dengan hanya satu jaring (web) dihubungkan dengan tabung tersebut. Dengan demikian, jumlah sambungan bangunan yang tegangannya tinggi menjadi berkurang.



Gbr. 5.33

Plate wall cladding

Dinding tirai berupa panel biasanya diikat pada struktur rangka baja. Panel tersebut tidak struktural dan berfungsi sekadar sebagai alat untuk pengondisian lingkungan. Mies van der Rohe merupakan salah seorang arsitek yang memanfaatkan *cladding* baja sebagai suatu perlakuan fasade pada bangunan tinggi. Pada Lake Shore Drive Apartment yang dibuatnya, ia menggunakan plat baja 5/16 inci yang dicat untuk menutupi beton tahan api yang melapisi rangka baja. Apabila *cladding* tersebut diberi *stud* untuk menguatkan beton, maka ia tidak sekadar memberi perlindungan terhadap cuaca, tetapi juga untuk rangka jendela, ekspresi arsitektur, dan kekakuan struktur (Gbr. 5.34). Perlawanan terhadap penyimpangan lateral diberikan oleh balok-balok pada sebagian besar bangunan rangka kaku. Akan tetapi, aksi komposit dari kulit baja dan rangka baja-beton meningkatkan ketahanan lateral sedemikian rupa sehingga balok-balok interior memerlukan hanya sedikit pengakuan. Selanjutnya, ayunan bangunan berkurang



Gbr. 5.34

hingga 20% sampai 50% tanpa harus menambah berat bangunan. Karena *cladding* baja tidak tahan api, maka persyaratan bangunan tidak memperbolehkan pemakaiannya untuk menahan beban gravitasi.

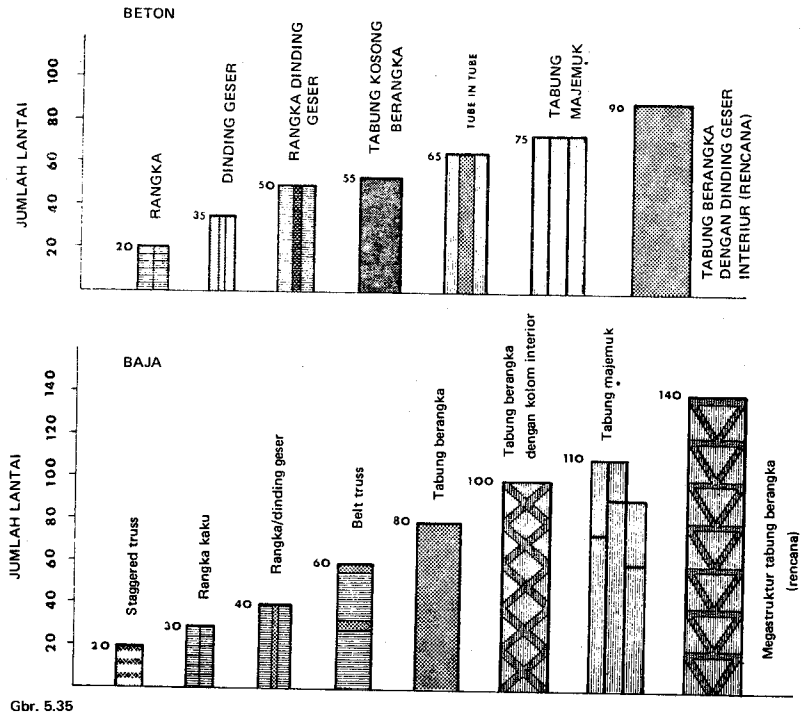
Pendekatan yang dilakukan untuk menggunakan dinding tirai secara efisien untuk memikul beban lateral dan menggabungkan kualitas terbaik beton dan baja dalam konstruksi dan struktur, baru ada pada tahap permulaan. Dengan meningkatnya minat para ahli untuk menyelidiki sistem-sistem yang lebih ekonomis, pengetahuan ini akan semakin berkembang.

PERBANDINGAN SISTEM-SISTEM STRUKTUR BANGUNAN TINGGI

Bab ini membahas berbagai jenis konsep rangka bangunan tinggi, dan masing-masing sistem struktur rupanya sesuai untuk ketinggian bangunan tertentu, atau katakanlah untuk rasio tinggi-lebar tertentu.

Fazlur Khan mencoba membandingkan konsep-konsep struktur tersebut pada Gbr. 5.35. Sistem baja dan beton disajikan secara terpisah. Sistem-sistem struktur untuk ketinggian tertentu tidak harus mutlak diikuti. Malahan, Empire State Building berciri sistem interaksi rangka kaku-dinding geser yang seharusnya diterapkan pada bangunan dengan ketinggian 40 lantai. Diagram ini disusun berdasarkan efisiensi struktur (y.i. optimisasi) yang diukur berdasarkan berat per kaki persegi, yaitu berat dari seluruh struktur bangunan dibagi dengan luas total lantai bruto.

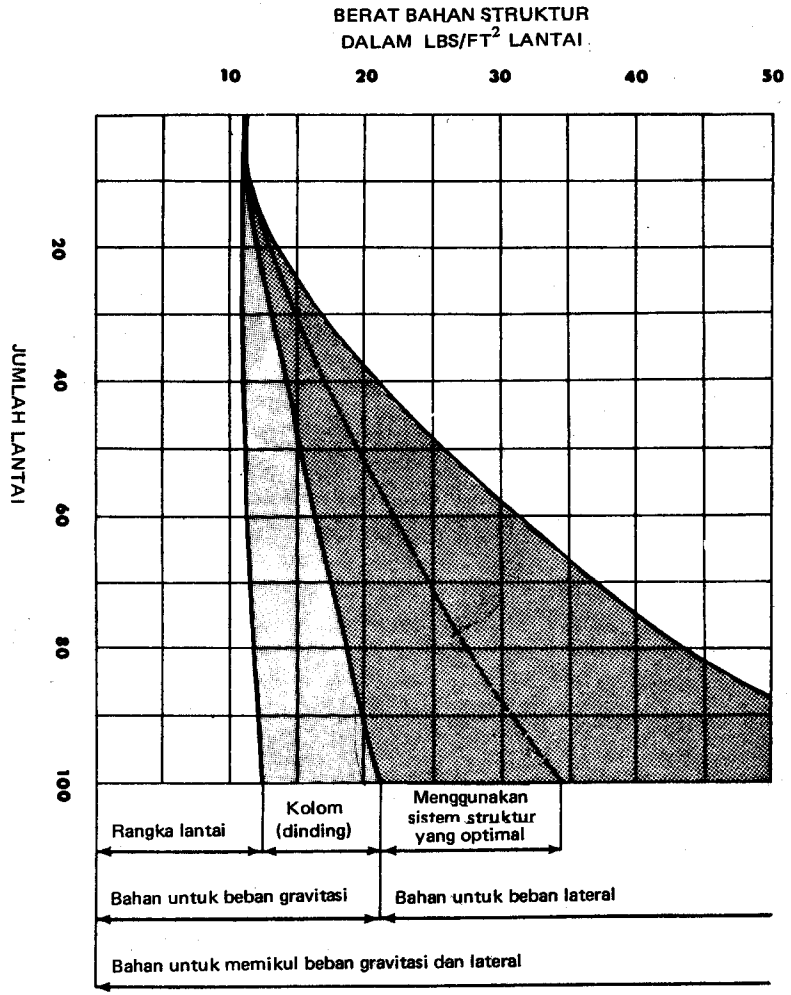
Bangunan dengan ketinggian rendah sampai sedang pada umumnya dirancang untuk beban gravitasi, lalu diperiksa kemampuannya untuk menahan beban lateral. Akan tetapi, bangunan tinggi lebih rentan terhadap aksi gaya lateral. Gbr. 5.36 memperlihatkan peningkatan jumlah bahan bangunan yang menyolok, yang diperlukan untuk menahan gaya lateral untuk sebuah bangunan rangka baja lima *trave*. Dikaitkan dengan beban gravitasi, berat struktur meningkat hampir berbanding linear dengan jumlah lantai. Bagaimanapun, jumlah bahan yang diperlukan untuk menahan beban lateral meningkat dengan angka yang sangat menyolok. Pada contoh yang disajikan terlihat ketidaklayakan menggunakan prinsip rangka kaku dengan kira-kira 55 psf untuk suatu bangunan berlantai 90 dibandingkan dengan sistem tabung dengan hanya 34 psf (y.i. Standard Oil Building, Chicago). Struktur paling efisien adalah apabila tegangan angin disuperimpos dengan beban gravitasi, peningkatan tegangan kurang dari 33% di atas tegangan gravitasi, persyaratan bangunan mengharuskan peningkatan tegangan yang diizinkan sebesar 33% apabila gravitasi dan angin atau gempa bekerja bersama-sama



Gbr. 5.35

Pemilihan sistem struktur tertentu untuk ketinggian bangunan tertentu mendekati keadaan ini seperti dinyatakan oleh garis putus-putus pada Gbr. 5.36.

Rasio berat terhadap luas untuk beberapa bangunan tinggi tipikal diberikan pada Tabel 5.1. Sistem rangka-dinding geser dari Empire State Building memang jauh dari pemecahan yang optimal seperti dinyatakan oleh 42,2 psf dibandingkan dengan 29,7 psf pada John Hancock Center yang menggunakan sistem tabung. Yang lebih menyolok lagi ialah Chase Manhattan Building berlantai 60 dengan 55 psf dan IDS Building yang sedikit lebih rendah, berlantai 54, dengan hanya 17,9 psf. Chase Manhattan Building adalah rangka kaku bentang panjang yang memerlukan



Gbr. 5.36

balok-balok raksasa untuk menahan gaya angin. Adapun efisiensi IDS Building terletak pada penggunaan sistem rangka sabuk.

Jumlah baja yang tidak proporsional tidak berarti bahwa rancangan bangunan tersebut buruk. Misalnya Civic Center di Chicago menggunakan dua kali baja dibandingkan dengan bangunan-bangunan setinggi Civic Center. Akan tetapi, ia harus memenuhi tuntutan fungsional luas dan tempat ruang sidangnya. Dengan demikian, bentangan balok harus 87 kaki dan tinggi lantai lebih tinggi dari biasa (y.i. 30 lantai untuk 640 kaki). Bangunan yang semata-mata memuat ruang kantor memikul beban yang lebih berat dan tinggi per lantai yang lebih besar (12–14 kaki), sedangkan yang memuat unit apartemen memikul beban yang lebih kecil dan jarak per lantai yang lebih kecil pula (9–11) kaki).

Agaknya suatu pemecahan yang optimum tersedia untuk jenis bangunan apa pun bila diperhatikan betapa beragamnya sistem struktur yang dibahas pada bab ini.

Tabel 5.1

Tahun	Lantai	Tinggi/ Lebar	psf	Bangunan Gedung
1930	102	9,3	42,2	Empire State Building, New York
1968	100	7,9	29,7	John Hancock Center, Chicago
1972	110	6,9	37,0	World Trade Center, New York
1974	109	6,4	33,0	Sears & Roebuck, Chicago
1963	60	7,3	55,2	Chase Manhattan, New York
1969	60	5,7	38,0	First National Bank, Chicago
1971	64	6,3	30,0	U.S. Steel Building, Pittsburgh
1971	57	6,1	17,9	I.D.S. Center, Minneapolis
1957	42	5,1	28,0	Seagram Building, New York
1970	41	4,1	21,0	Boston Co. Building, Boston
1965	30	5,7	38,0	Civic Center, Chicago
1969	26	4,0	26,0	Alcoa Building, San Francisco
1971	10	5,1	6,3	Low Income Housing, Brockton Mass.

BAB VI

BERBAGAI PENDEKATAN RANCANGAN UNTUK MENGENDALIKAN PENYIMPANGAN BANGUNAN

Akhir-akhir ini beban angin dan gempa telah menjadi faktor penentu dalam perancangan bangunan tinggi. Pada Bab 2 dinyatakan bahwa penemuan-penemuan bahan struktur berkekuatan tinggi menyebabkan pengurangan ukuran unsur bangunan atau berat bangunan sehingga bangunan tersebut menjadi fleksibel dan rentan terhadap gaya aerodinamis. Pencakar langit masa kini berayun dan berosilasi, dan keadaan ini kontras dengan pencakar langit masa lalu yang lebih berat. Misalnya Empire State Building (1931) menyimpang hanya 6,5 inci, lalu bergetar 7,2 inci sehingga menghasilkan defleksi minimum 10,1 inci pada kecepatan angin 80 mil per jam.

Pengendalian respons dinamik suatu bangunan tinggi dapat dilakukan dengan cara berikut ini:

- Dengan meningkatkan kekakuan melalui penggunaan sistem struktur yang efektif.
- Dengan menambah berat bangunan (tidak layak).
- Dengan meningkatkan kepadatan bangunan serta menambah bahan pengisi struktur (tidak layak).
- Dengan memilih bentuk bangunan yang efisien.
- Dengan memungkinkan gaya-gaya tambahan pada bangunan untuk mengimbangi gaya lateral dari luar.

Kedua pendekatan terakhir akan dibicarakan secara singkat pada bagian berikut.

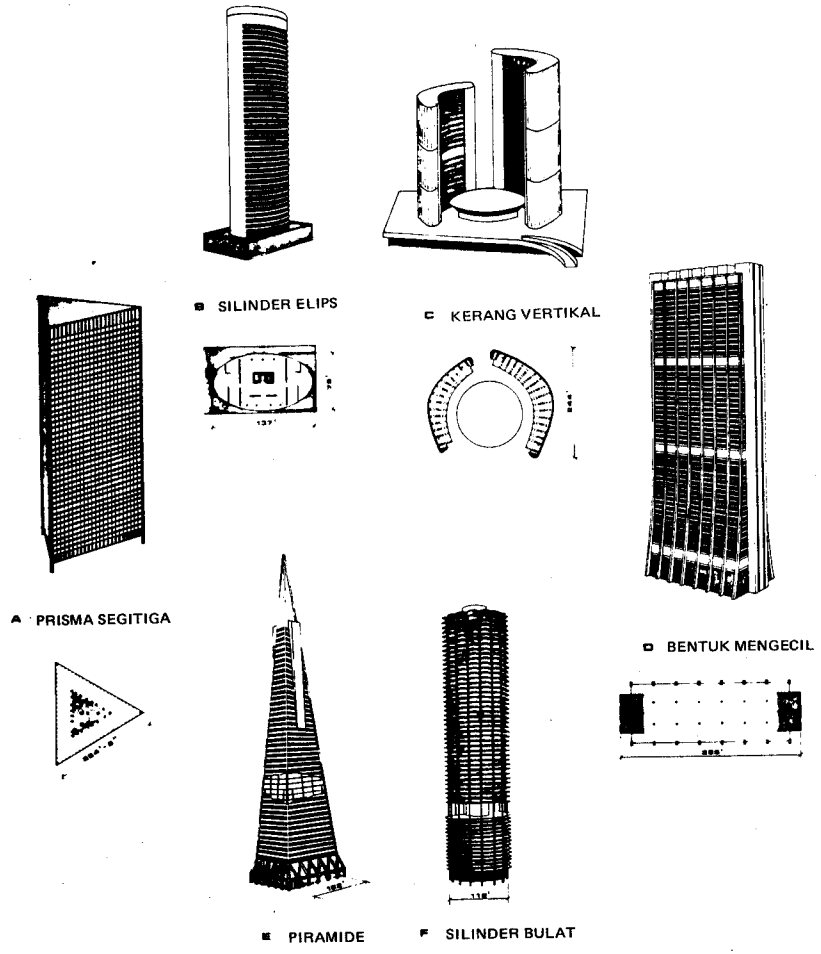
BENTUK-BENTUK BANGUNAN YANG EFISIEN

Pada umumnya para arsitek membatasi bentuk bangunan menjadi prisma persegi yang menurut pandangan geometris agak rentan terhadap penyimpangan lateral (lateral drift). Bentuk bangunan lainnya tidak demikian responsif terhadap aksi lateral. Dengan memiliki kekuatan inheren dalam bentuk geometrisnya, mereka menyajikan efisiensi struktur atau memungkinkan bangunan menjadi lebih tinggi dengan biaya yang lebih rendah. Beberapa di antara bentuk-bentuk bangunan ini akan dibahas nanti.

Kekakuan suatu bangunan sangat ditingkatkan dengan melancipkan kolom eksteriornya sehingga menyerupai piramide yang ramping dibandingkan dengan bentuk tertutup yang kaku John Hancock Center di Chicago, Gbr. 5.20e). Pengurangan dalam penyimpangan lateral berkisar antara 10 dan 50% dengan pengaruh terbesar pada struktur bangunan yang lebih tinggi dan ramping. Suatu telaah komputer menunjukkan bahwa kemiringan sebesar hanya 8% pada kolom eksterior menghasilkan pengurangan penyimpangan lateral sebesar 50% pada sebuah bangunan berlantai 40 (Acuan 6.2).

Variasi lain dari John Hancock Building adalah piramide Transamerica Building di San Fransisco (Gbr. 6.1e). Bangunan setinggi 853 kaki ini terbuat dari fasade rangka pelawan momen yang memiliki hanya 4 kolom sudut yang bertemu pada puncak bangunan sehingga memungkinkan aksi rangka A. Kolom interior vertikal tidak berpotongan dengan kolom eksterior yang miring, tetapi terpotong 15 kaki sebelum puncak bangunan dan hanya mendukung lantai.

Pengurangan simpangan lateral bangunan dapat juga dicapai dengan melancipkan rangka eksterior seperti pada First National City Bank berlantai 60 di Chicago (Gbr. 6.d). Keuntungan struktur paling dirasakan apabila pelancipan itu memanjang setinggi bangunan. Pada First National City Bank, pelancipan kolom baja eksterior dimulai pada sepertiga dari bagian atas dan terus ke bagian bawah bangunan.



Gbr. 6.1: Bentuk-bentuk bangunan yang efisien

Suatu bangunan berbentuk silindris memungkinkan geometri tabung murni dan respons tiga dimensi terhadap pembebanan lateral. Marina City Towers di Chicago (Gbr. 6.1f dan 5.15p) adalah contoh bentuk yang baik. Menara tipikal terdiri dari sederetan cincin kolom pada bagian luar dan mengelilingi koridor di dekat inti pusat. Kolom-kolom ini mengurangi ukuran yang diperlukan untuk balok radial, dan meneruskan beban ke pondasi *caisson*. Kira-kira 70% dari beban lateral akan dipikul oleh inti. Untuk mempertahankan kekakuan lateral, bukaan-bukaan pada inti disusun berselang-seling pada setiap lantai.

Selain keuntungan struktur dari aksi tiga dimensi, bangunan silindris memberikan lebih sedikit daerah permukaan yang tegaklurus terhadap arah angin datang sehingga mengurangi besar tekanan angin dibandingkan dengan apa yang dialami oleh bangunan prismatik. Peraturan bangunan membolehkan pengurangan beban rencana terhadap tekanan angin untuk bangunan bulat sebesar 20 sampai 60% dari angka yang diperbolehkan untuk bangunan berbentuk persegi yang ukurannya hampir sama.

Bangunan elips memberikan keuntungan serupa dengan bangunan bulat. Arsitek Le France Building di Paris (Gbr. 6.1b) mengakui bahwa pengurangan beban angin sebesar 27% adalah karena bentuk elipsnya. Beban lateral bangunan dipikul oleh inti pusat serta dinding geser interior dan eksterior. Hanya diperlukan pondasi yang dangkal karena sistem dinding geser menyebar gaya lateral pada daerah yang luas. Demikian pula peraturan bangunan membolehkan pengurangan persyaratan beban angin sebesar 20 sampai 40% dari angka yang diperbolehkan untuk bangunan persegi.

Prisma segitiga juga merupakan bangunan yang bentuk strukturnya efisien. US Steel Building di Pittsburgh (Gbr. 8.31) menggunakan prisma samakaki dengan ujung ditakik untuk membantu mengurangi respons lateral bangunan terhadap angin.

American Broadcasting Company Building di Los Angeles (Gbr. 6.1a) juga memiliki bentuk prisma segitiga. Menaranya menjulang setinggi 576 kaki dan dinding eksteriornya merupakan

rangka Vierendeel. Balok fasade rangka meneruskan beban gravitasi ke kolom-kolom sudut, dan beban lateral diteruskan oleh diafragma lantai ke inti pusat.

Suatu bangunan bisa berbentuk bulan sabit atau meliuk untuk menambah kekakuannya terhadap gaya lateral. Geraknya analog dengan lantai baja gelombang dan atap rangka lipat yang melawan gaya gravitasi secara efisien.

Toronto City Hall (Gbr. 6.1c), yang terdiri dari dua menara berbentuk bulan sabit dengan 20 lantai (261 kaki) dan 27 lantai (327 kaki) di atas podium setinggi dua lantai, menggunakan pendekatan di atas. Struktur menara tipikal terdiri dari dinding kerang (shell) vertikal tanpa jendela di bagian luar. Dari sini balok-balok radial memanjang ke deretan kolom pusat, dan melampauinya sehingga terbentuk kantilever yang menjorok 6,5 kaki pada dinding tirai. Plat lantai membentang dari balok-balok radial. Beban lateral dipikul oleh kerang vertikal yang diperlaku oleh aksi penulangan struktur lantai.

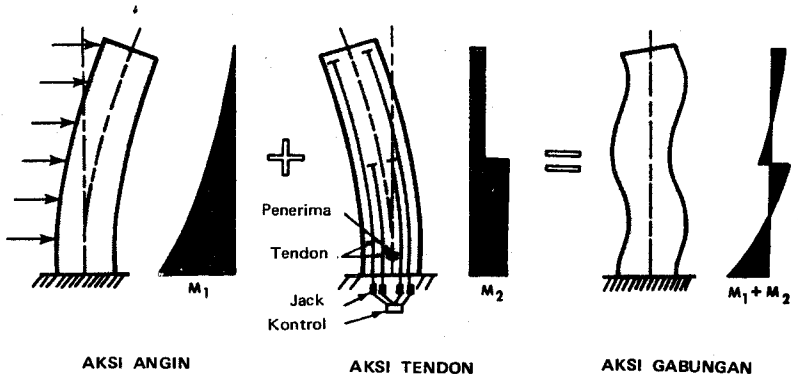
Bentuk kerang bulan sabit efisien untuk menahan gaya lateral yang bekerja simetris. Akan tetapi, bentuk ini menjadi tidak efisien apabila dibebani asimetris karena menyebabkan terjadinya torsi; pada Torointo City Hall hal ini diakali dengan menggunakan balok ujung vertikal yang tebal di ujung bangunan. Bentuk lengkung kerang, ditambah pula dengan dekatnya kedua bangunan, sangat memperbesar tekanan angin. Uji terowongan angin menunjukkan tekanan isap pada sisi bangunan sebesar hampir empat kali yang disyaratkan oleh peraturan bangunan.

GAYA MELAWAN ATAU RESPONS DINAMIK

Berbagai contoh dapat diamati untuk mengendalikan ayunan dan osilasi pada bangunan dengan cara-cara nonkonvensional. Setiap cara ini memungkinkan bangunan bertindak secara dinamis alih-alih statis ketika menahan aksi lateral dari luar.

Eugena Freyssinet dari Prancis dan Lev Zetlin dari Amerika Serikat mengajukan cara untuk mengendalikan defleksi lateral

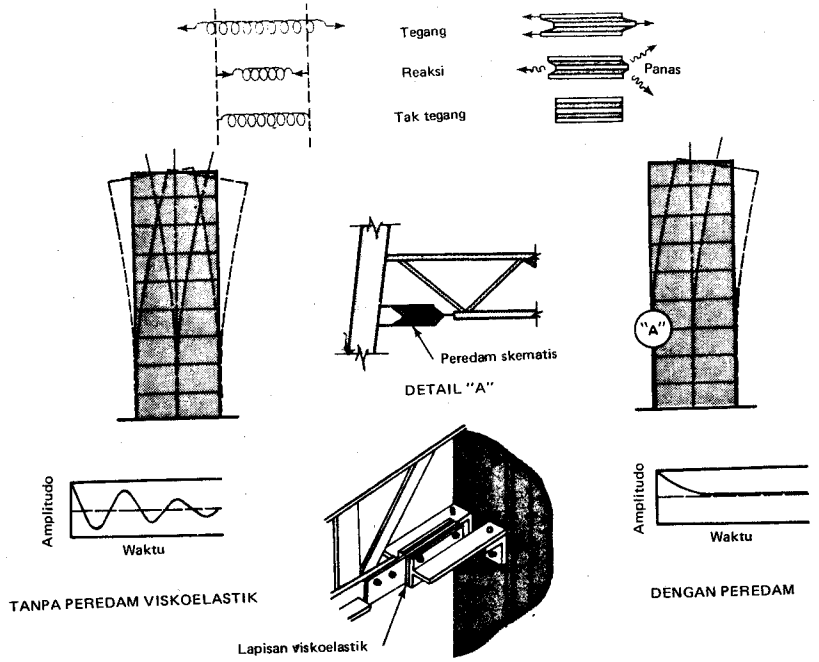
bangunan dengan memanfaatkan tendon tegang di dalam struktur untuk memungkinkan suatu deformasi melawan (Gbr. 6.2) Hal ini menghilangkan perlunya mencapai kekakuan lateral bangunan dengan menambah bahan, yang kebanyakan hanya digunakan 100 tahun sekali untuk menyerap kecepatan angin maksimum.



Kabel-kabel di dekat fasade eksterior dikaitkan pada *jack* di bagian bawah bangunan. Suatu unit sensor mengukur kecepatan dan arah angin. Informasi ini diteruskan ke sebuah unit kontrol di bawah yang menyebabkan *jack* menarik kabel. Tarikan yang tidak terpusat ini menyebabkan momen lentur yang berlawanan dengan momen angin. Dengan demikian momen dinetralisasi dan deformasi lateral menjadi berkurang. Jumlah tarikan pada kabel dan sisi bangunan yang diberi tegangan akan berbeda menurut besar dan arah tekanan angin. Konsep ini analog dengan yang dialami oleh otot lengan ketika tangan yang ditarik menerima suatu beban yang berat dan tangan tetap berusaha untuk berada pada posisi tersebut.

Peredaman adalah pendekatan lain untuk mengurangi efek embusan angin pada struktur bangunan tinggi. Seperti peredam yang digunakan untuk memperlambat penutupan pintu, penyerap energi nonstruktural dapat digunakan untuk mengurangi gerak ayun dan osilasi bangunan.

Pada World Trade Center di New York, peredam viskoelastik dipasang di bangunan ujung bawah dari balok baja dan ke kolom-kolom yang berdekatan (Gbr. 6.3). Sesuai dengan namanya, viskoelastik adalah sifat bahan yang elastis (seperti karet) dan viskus (cenderung mengalir seperti cairan). Bahan viskoelastik menahan gaya-gaya geser; bagaimanapun ia bukan menyimpan energi seperti per, melainkan mengubahnya menjadi panas yang disebar ke lingkungan sekitarnya. Oleh sebab itu, setelah gaya-gaya ini dilepas, bahan ini bukan bergerak bolak-balik seperti per, melainkan perlahan-lahan kembali ke posisinya semula. Bangunan tidak berosilasi dengan adanya peredam, alih-alih embusan angin melepas panas ke dalam bangunan karena reaksi peredam tersebut (Acuan 6.3).

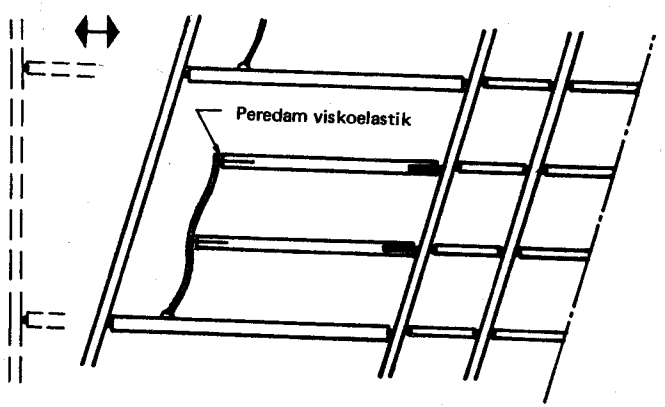


Gbr. 6.3

PEREDAM VISKOELASTIK

Prinsip ini dapat diterapkan pada bangunan yang struktur utamanya mendukung struktur sekunder seperti pada US Steel Building di Pittsburgh. Sistem struktur lantai sekunder yang agak rentan terhadap ayunan lateral dapat disambung ke kolom melalui peredaman viskoelastik sehingga memungkinkan perubahan energi osilasi menjadi energi panas ketika bangunan mengayun lateral. Pada rencana lainnya, siar (expansion joints) dengan peredam viskoelastik disisipkan di antara struktur lantai dengan inti bangunan. Di sini gerak relatif struktur lantai dan inti kaku menyebabkan terjadinya osilasi energi disebar ke peredam (Acuan 6.3).

Fazlur Khan dari Skidmore, Owings & Merrill, dan Mark Fintel dari Portland Cement Association, mengembangkan suatu konsep yang memungkinkan pengendalian kerusakan yang disebabkan oleh gempa. Dalam "Shock Absorbing Soft Story Concept"-nya,



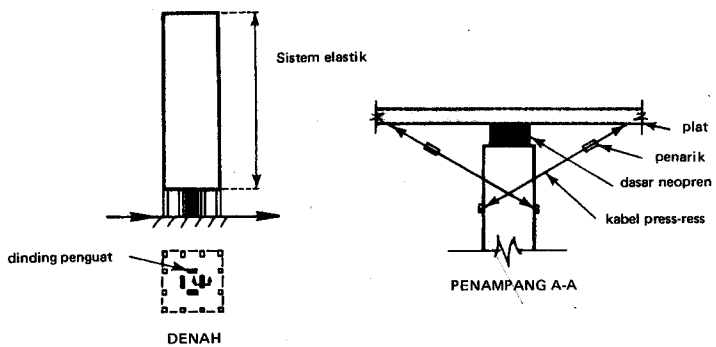
Gbr. 6.4

lantai pertama diperbolehkan berubah bentuk ketika terjadi gempa sementara bangunan bagian atas tidak terpengaruh atau, dengan kata lain, bangunan dalam keadaan plastis. Lantai bawah terbuat dari serangkaian dinding penguat (Gbr. 6.5) yang dari awal sudah dirancang untuk mengendalikan pergeseran letak yang berlebihan dari lantai-lantai di atasnya (Acuan 6.2).

Gagasan-gagasan lainnya telah dipertimbangkan, tetapi baik teknologi maupun pemahaman yang saksama terhadap fenomena di atas belum dikembangkan untuk diterapkan sebagai suatu pemecahan. Misalnya, karena tekanan positif dari muka datang arah angin akan menghasilkan tekanan hisap di belakang bangunan, maka perbedaan tekanan diatasi dengan mengeluarkan udara pada sisi yang berlawanan dengan arah datang angin. Dengan demikian, besarnya aksi lateral angin tidak saja berkurang, bahkan osilasi yang terjadi setelah perubahan kecepatan angin menjadi lebih kecil.

Rencana juga telah dibuat untuk menggunakan tekanan angin sebagai sumber energi untuk pemeliharaan bangunan dengan memungkinkan angin memasuki bangunan di tempat-tempat tertentu.

Prinsip menahan angin, selain menggunakan statika, masih dalam tahap yang sangat awal. Masa-masa mendatang akan memberikan banyak perkembangan baru di bidang ini.



Gbr.6.5

BAB VII

ANALISIS DAN RANCANGAN PERKIRAAN PADA STRUKTUR BANGUNAN

Bab ini akan menganalisis bangunan-bangunan yang menggunakan struktur penunjang vertikal yang dengan sistem-sistem struktur sebagai berikut :

- Dinding pendukung (bearing wall)
- Rangka kaku (rigid frame)
- Rangka kaku-dinding geser (rigid frame-shear wall)
- Bangunan interspasial yang menggunakan rangka (interspatial an frame)
- Tabung (tube)

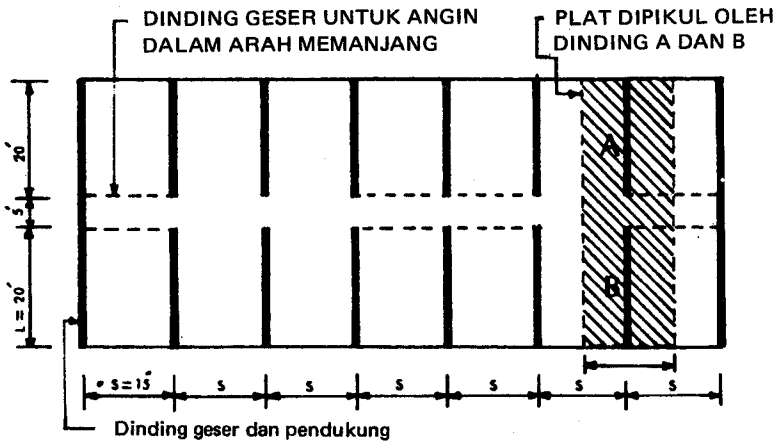
ANALISIS PERKIRAAN BANGUNAN DINDING PENDUKUNG

Soal 7.1 dan 7.2 berkaitan dengan bangunan dinding pendukung yang menggunakan prinsip susunan dinding tipikal dari dinding melintang-memanjang (Gbr. 5.3).

SOAL 7.1. STRUKTUR DINDING MELINTANG

Rancanglah sebuah dinding melintang interior tipikal dari bangunan bata 10 lantai. Dinding-dinding ini berjarak 15 kaki satu sama lain (Gbr. 7.1), dan tinggi per lantai adalah 10 kaki. Dinding-dinding melintang akan bertindak sebagai dinding pendukung untuk beban gravitasi dan juga sebagai dinding geser untuk beban angin yang beraksi sejajar.

Gaya-gaya lateral yang bekerja pada bagian pendek bangunan (y.i. tegaklurus terhadap dinding vertikal) akan ditahan oleh suatu sistem geser memanjang sepanjang koridor (garis-garis putus pada Gbr. 7.1).



Gbr. 7.1

Untuk ukuran-ukuran bangunan, aculah Gbr. 7.1 dan 7.2. Tegangan tekan bata yang diperbolehkan adalah f_m = 300 psi berdasarkan kekuatan tekan dan adukan semen jenis N (tanpa pemeriksaan). Tegangan geser yang diizinkan adalah v = 18 psi. Anggaplah tebal dinding t = 12 inci. Berat struktur batu adalah 120 lb/ft^3. Anggaplah beban-beban tersebut sebagai berikut:

Beban mati plat

5 inci inti kosong (hollow core)	=	40 psf
2 inci penutup	=	20 psf
		60 psf

Beban hidup

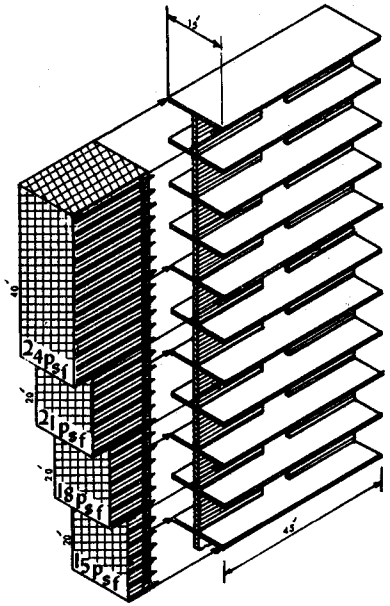
Koridor	=	100 psf
Lantai	=	40 psf

Anggaplah dalam perkiraan ini bahwa kekakuan setiap dinding sama. Jadi, rancanglah hanya satu dinding tipikal.

A. Pembebanan

Beban angin yang bekerja sejajar dengan dinding melintang

Beban angin didasarkan atas New York State Construction Code (Bab 2). Penyebaran tekanan angin untuk dinding melintang tipikal diperlihatkan pada Gbr. 7.2. Resultan tekanan angin adalah :



Gbr. 7.2

W_1 = 15 (2 x 10) 15 = 4.500 lb
W_2 = 18 (2 x 10) 15 = 5.400 lb
W_3 = 21 (2 x 10) 15 = 6.300 lb
W_4 = 24 (2 x 10) 15 = 14.400 lb

W_{tot} = 30.600 lb = 30,6 k

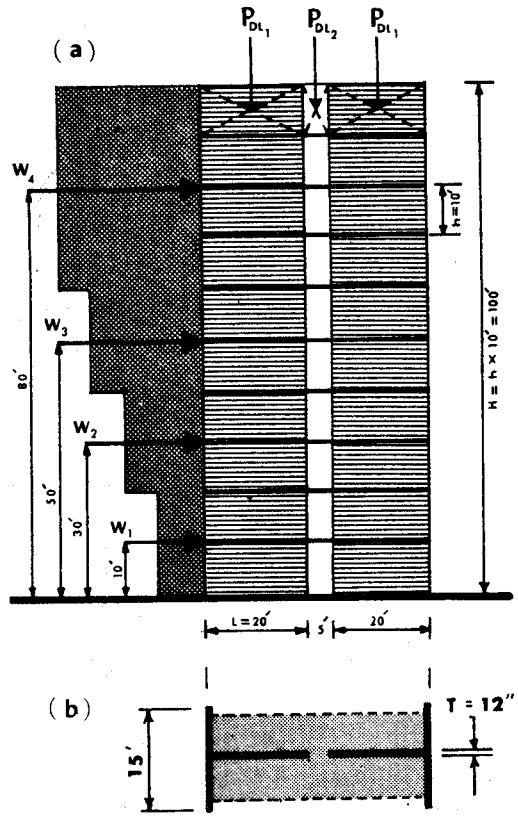
Besaran dan lokasi gaya angin diberikan pada Gbr. 7.3.

Beban gravitasi yang dipikul oleh dinding melintang (Gbr. 7.3).

– Beban mati. Beban mati yang dipikul oleh setiap dinding melintang terdiri dari berat plat dan berat sendiri.

P_{DL_1} = 60(20)15 + 120 (1) (10) 20)
= 18.000 + 24.000 = 42.000 lb = 4k/lantai
P_{DL_2} = 60(5)15 = 4.500 lb = 4.5 k/lantai

Jumlah berat seluruh lantai adalah:



Gbr. 7.3

$\Sigma P_{DL_1} = 42\,(10) = 420$ k

$\Sigma P_{DL_2} = 4{,}5\,(10) = 45$ k

Beban mati total yang harus dipikul oleh lantai adalah:

$P_{totDL} = 45 + 2(240) = 885$ k

– Beban hidup. Beban hidup adalah semua beban selain beban mati yang bekerja secara vertikal.

$\Sigma P_{LL_1} = 40(20)15 = 12.000$ lb $= 12$ k

$\Sigma P_{LL_2} = 100(5)15 = 7.500$ lb $= 7{,}5$ k

Beban hidup total yang harus dipikul oleh dinding adalah:

$P_{tot\,DL} = 75 + 2(120) = 315$ k

Jumlah beban total yang harus dipikul oleh dinding adalah:

Beban total = $P_{tot\,DL} + P_{tot\,LL} = 885 + 315 = 1200$ k

B. Analisis dan pemeriksaan kembali rancangan

Guling (Gbr. 7.4 dan 7.5)

Persyaratan mengharuskan bahwa momen stabilitas struktur di atas bidang horizontal yang diamati tidak kurang dari 1,5 kali momen guling akibat angin.

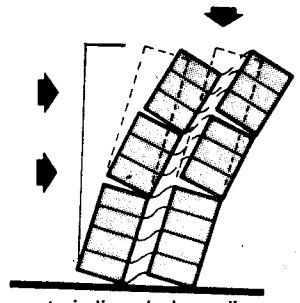
Stabilitas dinding melintang harus diperiksa kembali hanya pada dasar bangunan.

Gbr. 7.4 memperlihatkan bahwa guling dapat terjadi pada berbagai ketinggian lantai, terutama di tempat-tempat yang beban matinya berkurang (y.i. ketebalan dinding lebih kecil).

Mengabaikan interaksi dinding melintang sepanjang koridor (Gbr. 7.5) merupakan anggapan yang kuno.

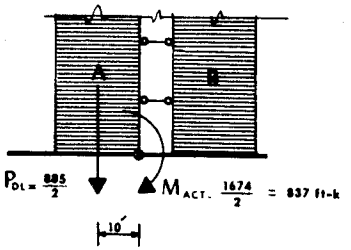
Momen guling yang dihasilkan angin adalah:

$$M_{act} = W_1h_1 + W_2h_2 + W_3h_3 + W_4h_4$$
$$= 4{,}5(10) + 5{,}4(30 + 6{,}3(50) + 14{,}4(80)$$
$$= 1674 \text{ ft–k}$$



terjadinya bukaan di antara dinding dan lantai: ketidakstabilan akibat guling

Gbr. 7.4



Gbr. 7.5

Di sini dianggap bahwa setiap dinding A dan B memikul separuh momen guling. Momen melawan yang dihasilkan oleh beban mati dengan mempertimbangkan hanya satu dinding adalah:

$$M_{react} = P_{DL} \frac{L}{2} = \frac{885}{2} \frac{20}{2} = 4425 \text{ ft–k}$$

Periksa stabilitas:

$$\frac{M_{react}}{M_{act}} = \frac{4425}{837} = 5{,}31 > 1{,}5$$

Tegangan geser dan sliding

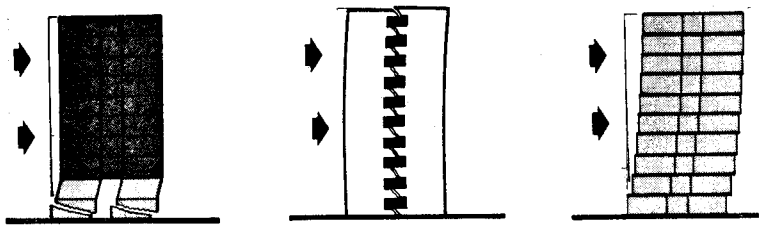
Persyaratan mengharuskan gaya *sliding* akibat gaya lateral dilawan oleh struktur di atas bidang horizontal bangunan atau oleh angker atau gaya gesek tanah sehingga memberikan gaya tidak kurang dari 1,5 kali gaya *sliding*. Gaya lateral total adalah:

$W_{tot} = 30{,}6$ k

Tegangan geser kritis yang dihasilkan oleh angin pada bagian dasar bangunan adalah:

$$V_{act} = \frac{W_{tot}}{A_{wall}} = \frac{30.600}{2(20 \times 12)12} = 5{,}32 \text{ psi} < 18(1{,}33)$$

Tegangan geser yang sebenarnya jauh di bawah tegangan geser yang diperbolehkan.



Gbr. 7.6

Catatan: Aspek beban mati yang menguntungkan dalam meningkatkan kapasitas geser melalui peningkatan ketahanan terhadap gesek diabaikan.

Kapasitas geser melawan adalah:

$$V_{wall} = 18(2 \times 20 \times 12) = 103.680 \text{ lb}$$

Gaya lateral yang bekerja adalah:

$$W_{tot} = 30.600 \text{ lb}$$

$$\frac{V_{wall}}{W_{tot}} = \frac{103.680}{30.600} = 3{,}39 > 1{,}5 \qquad \text{OK}$$

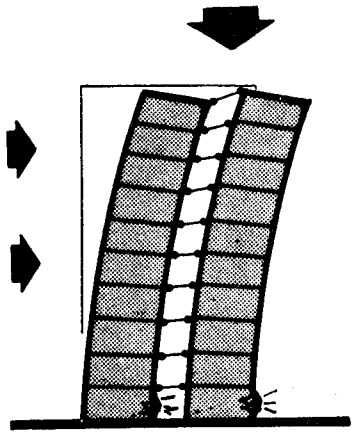
Tegangan tekan

Tegangan tekan yang kritis dihasilkan oleh beban hidup dan mati serta perputaran angin (Gbr. 7.7.). Tegangan tekan maksimum yang dihasilkan oleh tegangan aksial dan lentur adalah:

$$f = P/A + M/S$$

Dianggap bahwa tegangan yang diizinkan untuk aksi aksial dan lentur adalah sama, dan pengurangan tegangan yang diizinkan karena tekuk tidak kritis (lihat pembahasan, Soal 7.2). Luas dinding adalah:

$$A = 2(20 \times 12) = 5760 \text{ inci}^2$$



Gbr. 7.7

Modulus penampang untuk satu dinding adalah:

$$S = \frac{tL^2}{6} = \frac{12(20 \times 12)^2}{6} = 115.200 \text{ inci}^2$$

Jumlah seluruh beban hidup dan mati adalah:

$$P_{tot} = 1200 \text{ k}$$

Rotasi oleh angin terhadap kedua dinding adalah:

$$M_{act} = 1674 \text{ ft–k}$$

Dengan demikian maka tegangan tekan maksimum adalah:

$$f = P/A + M/S$$

$$= \frac{1200}{5760} + \frac{(1674)12}{(115.200)2}$$

$$= 0{,}208 + 0{,}087 = 0.295 \text{ ksi} < 1.33(0{,}3) \qquad \text{OK}$$

Pendukung tanpa aksi angin adalah:

$$f = 0{,}208 < 0{,}3 \qquad \text{OK}$$

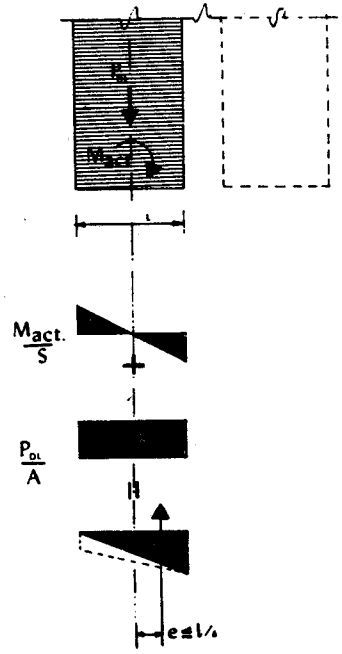
Perhatikan bahwa tekan angin adalah faktor penentu rancangan karena tegangan sebenarnya mendekati tegangan yang diizinkan.

Tegangan tarik

Tegangan tarik harus dihindari (Gbr. 7.8). Hal ini dimungkinkan dengan menempatkan gaya resultan di tengah-tengah sepertiga dinding.

Tegangan tarik yang kritis dihasilkan oleh momen lentur karena angin dan gaya-gaya aksial yang melawannya akibat beban mati. Dengan menganggap bahwa tidak terdapat tegangan tarik, maka kita mempunyai:

$$f = \frac{M_{act}}{S} - \frac{P_{DL}}{A} \leqslant 0$$



Gbr. 7.8

Dengan mengganti momen dengan gaya aksial eksentrik, maka dihasilkan:

$$M_{act} = P_{DL} \text{ (e)}$$

$$\frac{P_{DL} \text{ (e)}}{S} - \frac{P_{DL}}{A} \leqslant 0$$

Eksentrisitas maksimum yang diizinkan yang tidak menghasilkan tarikan adalah:

$$e \leqslant \frac{S}{A} = \frac{tL^2}{6\,tL} = \frac{L}{6} \text{ atau } e_{max} = \frac{L}{6} \qquad (7.1)$$

Eksentrisitas beban mati yang sesungguhnya adalah:

$$e_{act} = \frac{M_{act}}{P_{PD}} = \frac{1674/4}{885/2} = 1{,}89$$

$$e_{max} = \frac{L}{6} = \frac{20}{6} = 3{,}33 > 1{,}89$$

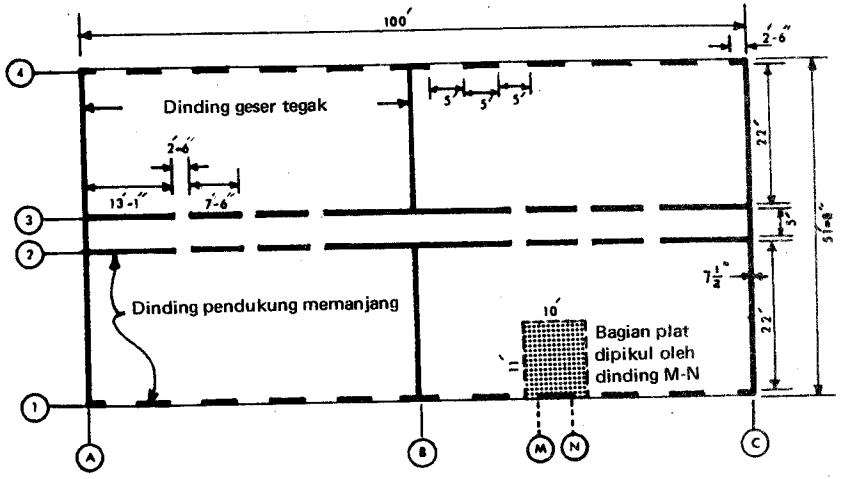
Tidak akan terjadi tegangan tarik pada lantai pertama. Pendekatan serupa harus dilakukan untuk memeriksa tegangan-tegangan tarik yang mungkin terdapat pada lantai-lantai lainnya, terutama di tempat-tempat yang ketebalan dindingnya dikurangi.

SOAL 7.2. STRUKTUR DINDING PANJANG

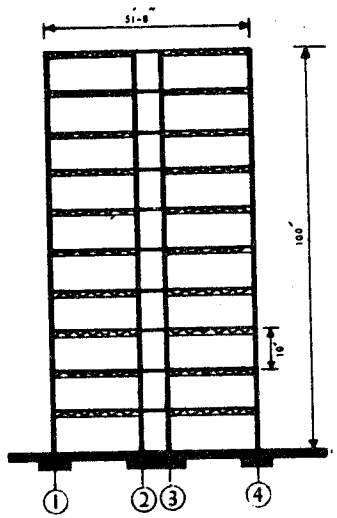
Rancanglah sebuah dinding panjang eksterior tipikal untuk suatu bangunan bata berlantai 10. Tebal dinding panjang tersebut adalah 7½ inci dan menahan sistem lantai balok baja (Gbr. 7.9). Dinding panjang eksterior yang berlubang-lubang (perforated) dianggap berperilaku sebagai suatu rangkaian dinding vertikal selebar 5 kaki (y.i. dinding MN pada Gbr. 7.9). Maka hanya 50% dari fasade yang tersedia sebagai daerah pendukung.

Pada soal ini, angin yang bekerja pada bagian pendek bangunan tidak dipertimbangkan; dinding 1– (A–C), 1–(A–C), 3–(A–C), dan 4–(A–C) bertindak sebagai sistem dinding melintang (lihat Soal 7.1) yang menahan angin sesuai dengan kekakuan relatifnya, dengan anggapan bahwa terdapat suatu aksi diafragma yang kaku dari lantai. Karena tinggi inersia pada arah dinding panjang bangunan dan meningkatnya tegangan yang diizinkan sebesar 33%, maka tegangan kombinasi oleh angin dan gravitasi mungkin tidak akan mempengaruhi rancangan dinding.

Ukuran-ukuran bangunan diberikan pada Gbr. 7.9 dan 7.10. Tegangan ini untuk tekanan bata adalah f_m = 400 psi berdasarkan kuat tekanan 8000 psi dengan aduk jenis N (dengan pengawasan).



Gbr. 7.9 DENAH



Gbr. 7.10

Tegangan geser yang diizinkan adalah v = 22 psi. Tebal dinding yang sebenarnya adalah t = 7½ inci. Berat bata adalah 120 lb/ft³ (Acuan 7.13).

Anggaplah beban-beban sebagai berikut:

Beban mati

atap	=	45 psf
lantai	=	55 psf

Beban hidup

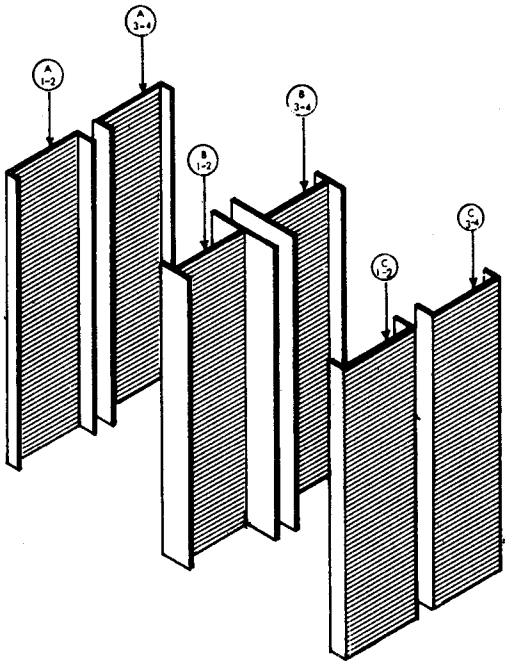
atap	=	30 psf
lantai	=	40 psf

Angin yang bekerja tegaklurus terhadap arah memanjang bangunan pertama kali dipikul secara lentur oleh dinding memanjang ke diafragma lantai, yang selanjutnya akan mendistribusikan angin kepada keenam dinding tegaklurus (Gbr. 7.11). Dinding-dinding tegak geser ini akan menahan angin menurut kekakuan relatifnya. Karena dinding geser diikat ke dinding pendukung memanjang, maka sebagian dari dinding pendukung akan berlaku sebagai flens dari dinding geser dalam menahan guling oleh gaya lateral. Dinding geser tegak tidak akan diperiksa pada contoh di bawah ini karena perilakunya serupa dengan dinding melintang interior tipikal pada Soal 7.1. Akan tetapi, dengan menganggap bahwa terjadi suatu aksi diafragma kaku dari plat, kita akan meneliti distribusi angin menurut kekakuan relatif dinding geser tegak.

A. Kekakuan relatif dari dinding geser tegak

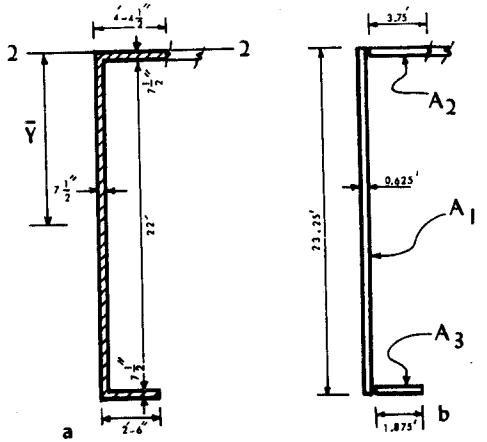
Dinding A–(1–2)

Dinding ini dianggap mempunyai kekakuan yang sama dengan dinding A–(3–4), C–(1–2), dan C–(1–3). Dinding yang ukuran-ukurannya terdapat pada Gbr. 7.12 ini akan diperiksa untuk lantai pertama.



Dinding geser tegak

Gbr. 7.11



Gbr. 7.12

Menurut persyaratan bangunan untuk konstruksi bata lebar efektif flens untuk dinding berbentuk L atau [akan dianggap sebagai $6t \geqslant b_c \leqslant h/16$ $h/6$ untuk dinding berbentuk I di mana

h = tinggi dinding total di atas tingkat yang akan dianalisis = 100 kaki

t = ketebalan dinding pada lantai yang akan diperiksa = 7,5 inci

Maka:

$$b_c = \frac{100}{16}(12) = 75 \text{ in.}$$

$$b_c = 6(7,5) = 4,5 \text{ in.} < 75 \text{ in.}$$

Lebar flens efektif koridor adalah:

$$b_e = 45 + 7\tfrac{1}{2} = 52\tfrac{1}{2} = 4 \text{ ft } 4\tfrac{1}{2} \text{ in.}$$

Lebar flens sebenarnya pada bagian eksterior bangunan adalah:

$$b = 2 \text{ ft } 6\text{in.}$$

Sistem dinding dibagi menjadi tiga dinding seperti pada Gbr. 7.12b. Luas dinding tersebut adalah:

$$A_1 = 23,25(0,625) = 14,53 \text{ ft}^2$$
$$A_2 = 3,75(0,625) = 2,34 \text{ ft}^2$$
$$A_3 = 1,86(0,625) = 1,17 \text{ ft}^2$$
$$A = 18,04 \text{ ft}^2$$

Sumbu sentroidal sistem dinding dapat diketahui dengan mengambil momen luas dinding individual sekitar sumbu 2–2. Momen-momen ini harus sama dengan momen yang dihasilkan oleh luas dinding total di sekitar sumbu yang sama:

$$\bar{Y}(A_{\text{tot}}) = A_n Y_n = A_1 Y_1 + A_2 Y_2 + A_3 Y_3$$

$$\bar{Y} = \frac{A_1 Y_1 + A_2 Y_2 + A_3 Y_3}{A_{\text{tot}}}$$

$$= \frac{14,53(11,62)}{18,04} + \frac{2,34(0,31)}{18,04} + \frac{1,17(22,94)}{18,04}$$

$$= \frac{168,84 + 0,73 + 26,83}{18,04} = \frac{196,40}{18,04} = 10,88 \text{ ft}$$

Momen inersia sistem dinding di sekitar sumbu sentroidalnya berdasarkan teorema sumbu sejajar adalah:

$$I_x = \Sigma I_g + \Sigma A_n Y_n^2 \text{ atau } I_g = \Sigma I_x - A_{\text{tot}} \bar{Y}^2$$

Dengan menghitung momen inersia dari luas-luas individual (Σ I) sepanjang sumbu 2–2 akan dihasilkan:

dinding $A_1 : I_{x1} = tL^3/3 = A_1 L^2/3 = 14,53(23,25)^2/3$
$= 2616,79 \text{ ft}^4$

dinding $A_2 : I_{x2} = tL^3/3 = A_2 L^2/3 = 2,34(0,625)^2/3$
$= 0$

dinding $A_3 : I_{x3} = A_3 Y_3^2 = 1,17(22,94)^2$
$= 615,70 \text{ ft}^4$

$$\Sigma I_{xn} = 3.232,49 \text{ ft}^4$$

Maka momen inersia sistem dinding di sekitar sumbu sentroidal adalah:

$$I_{c1} = \Sigma I_x - A_{\text{tot}} \bar{Y}^2$$

$= 3.232{,}49 - 18{,}04(10{,}88)^2$

$= 3.232{,}49 - 2.135{,}47 = 1.097{,}02 \text{ ft}^4$

Dinding B–(1–2)

Karena kekakuan dinding B–(1–2) dianggap sama dengan dinding B–(3–4), hanya dinding B–(1–2) yang diteliti pada lantai tingkat satu. Aculah ke Gbr. 7.13. Pendekatan ini serupa dengan yang telah dilakukan pada dinding 1–2.

$$b_e = \frac{h}{6} = \frac{100}{6} \quad 12 = 200 \text{ in.}$$

b_e = $6t$ dijumlahkan pada tiap sisi

$= 6(7{,}5) = 45$ in.

Lebar flens sebenarnya pada koridor adalah:

$b_e = 2(45) + 7{,}5 = 97{,}5 < 200$ in.

Lebar flens yang sebenarnya pada bagian luar bangunan adalah:

$b = 5$ ft

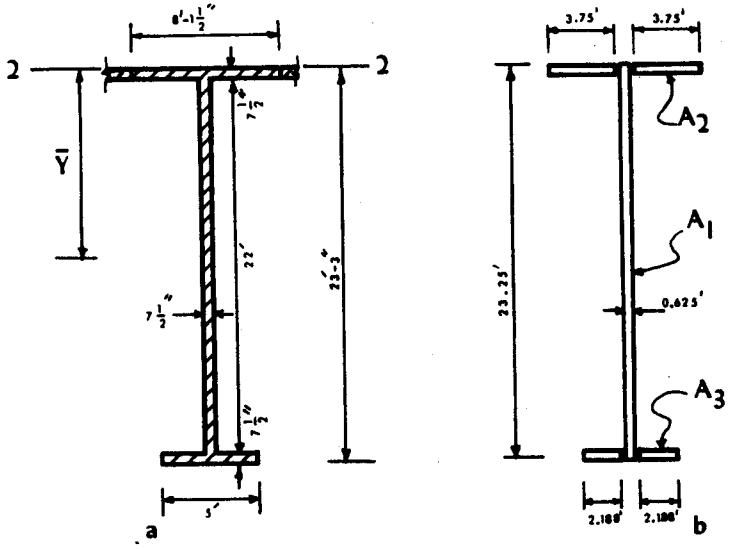
Sistem dinding dikelompokkan seperti pada Gbr. 7.13b. Luas dinding adalah:

$A_1 = (0{,}625)23{,}25 = 14{,}53 \text{ ft}^2$

$A_2 = (0{,}625)7{,}5 = 4{,}70 \text{ ft}^2$

$A_3 = (0{,}625)4{,}37 = 2{,}73 \text{ ft}^2$

$A_{tot} = 21{,}96 \text{ ft}^2$



Gbr. 7.13

Lokasi sumbu sentroid dari sistem dinding adalah:

$$\bar{Y} = \frac{A_1 Y_1 + A_2 Y_2 + A_3 Y_3}{A_{tot}}$$

$$= \frac{14{,}53(11{,}62) + 4{,}70(0{,}31) + 2{,}73(22{,}44)}{21{,}96} = 10{,}61 \text{ ft}$$

Dengan memperkirakan momen inersia dari luas-luas individual I_x sepanjang sumbu 2–2 akan menghasilkan

$$\text{dinding } A_1 : I_{x1} = tL^3/3 = A_1 L^2/3 = 14{,}53(23{,}25)^2/3$$
$$= 2615{,}51 \text{ ft}^4$$
$$\text{dinding } A_2 : I_{x2} = tL^3/3 = A_2 L^2/3 = 4{,}70(0{,}625)^2/3 = 0$$
$$\text{dinding } A_3 : I_{x3} \approx A_3 Y_3^2 = 2{,}73(22{,}94)^2$$
$$= 1436{,}65 \text{ ft}^2$$
$$\Sigma I_{yn} = 4052{,}16 \text{ ft}^4$$

Dengan demikian maka momen inersia dari sistem dinding adalah:

$$I_{c1} = \Sigma I_x - A_{tot} \bar{Y}^2$$
$$= 4052{,}16 - 21{,}96\,(10{,}61)^2$$
$$= 4052{,}16 - 2472{,}08 = 1580{,}08 \text{ ft}^4$$

Penyebaran beban lateral

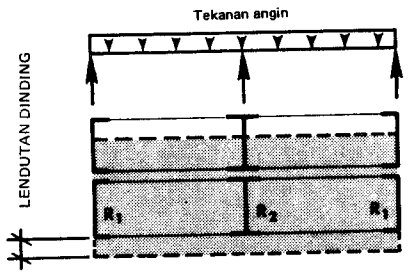
Kekakuan relatif setiap dinding tegak bergantung pada inersianya sendiri dikaitkan dengan inersia seluruh sistem dinding melintang: $I_i/\Sigma I_n$.

Hasil pada Tabel 7.1. menunjukkan bahwa berdasarkan aksi diafragma kaku (Gbr. 7.14a), setiap dinding ujung memikul 14,53% dari seluruh beban lateral, dan setiap dinding tegak di tengah memikul 20,88%.

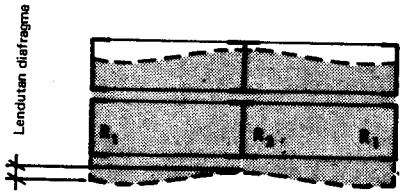
Berdasarkan geometri fasade, yaitu dengan anggapan bahwa terjadi suatu aksi diafragma semikaku (fleksibel) dari lantai (Gbr. 7.14b), maka dinding luar akan menahan 12,5% dan dinding dalam masing-masing 25%. Perhatikan bahwa perkiraan yang kasar ini, bagaimanapun, mengakibatkan lebih sedikit gaya pada dinding luar (12,5 *vs.* 14,53% dan lebih banyak gaya pada dinding dalam (25% *vs.* 20,88%).

Table 7.1

Dinding	I (ft^4)	$I/\Sigma I$	Distribusi angin $I/\Sigma I$ (100) (%)	Bagian beban yang dipikul berdasarkan: Panjang bangunan L (ft)	Kekakuan relatif $L\,(I/\Sigma\, I)$ (ft)	Luas tambahan (ft)
A(1–2)	1097.02	0.1453	14.53	100	14.53	12.50
A(3–4)	1097.02	0.1453	14.53	100	14.53	12.50
C(1–2)	1097.02	0.1453	14.53	100	14.53	12.50
C(3–4)	1097.02	0.1453	14.53	100	14.53	12.50
B(1–2)	1580.08	0.2088	20.88	100	20.88	25.00
B(3–4)	1580.08	0.2088	20.88	100	20.88	25.00
ΣI =	7548.24	0.9988	99.88	100	99.88	100.00



a. AKSI DIAFRAGMA KAKU DARI PLAT



b. AKSI DIAFRAGMA SEMIKAKU DARI PLAT

Gbr. 7.14

Apabila untuk maksud membuat taksiran dianggap bahwa kekakuan setiap dinding adalah sama (mis. $R_1 = R_2 = R$) berikut gerak diafragma, maka setiap dinding tersebut akan memikul proporsi beban total yang sama. Dengan kata lain, fasade sepanjang 100 kaki akan ditahan secara lateral oleh keenam dinding, atau satu dinding akan menahan satu perenam lebar atau 16,67% dari beban total.

B. Gaya yang bekerja pada dinding M–N

Luas lantai yang ditunjang oleh dinding M–N adalah:

$$A = 10(11) = 110 \text{ ft}^2$$

Beban mati per lantai yang dipikul oleh dinding adalah:

$$P_{DL_1} = 0{,}045(110) = 4{,}95 \text{ k}$$
$$P_{DL_2} = 0{,}055(110) = 6{,}05 \text{ k}$$
$$P_w = 0{,}08(5 \text{ X } 10 + 4 \text{ X } 2{,}5 \text{ X } 2{,}5) = 6{,}00 \text{ k}$$

Beban mati total yang bekerja pada lantai tingkat pertama adalah:

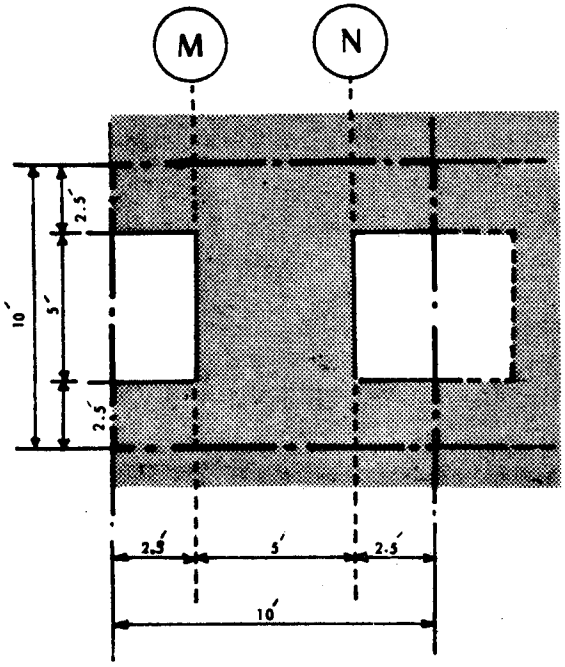
$$\Sigma P_{DL} = 4{,}95(1) + (6{,}05 + 6{,}0)9 = 113{,}4 \text{ k}$$

Beban hidup per lantai yang dipikul oleh dinding adalah:

$$P_{LL_1} = 0{,}03(110) = 3{,}3 \text{ k}$$
$$P_{LL_2} = 0{,}04(110) = 4{,}4 \text{ k}$$

Jumlah beban hidup yang bekerja pada lantai tingkat pertama adalah:

$$\Sigma P_{LL} = 3{,}3(1) + 9(4{,}4) = 42{,}9 \text{ k}$$



Gbr. 7.15 PANEL DINDING TIPIKAL

Pengurangan beban hidup yang bekerja pada lantai tingkat pertama menurut Bab 2 adalah:

$$\Sigma P_{RLL} = 3{,}3(0{,}8) + 4{,}4(0{,}8)2 + 4{,}4(0{,}75) + 4{,}4(0{,}7) + 4{,}4(0{,}65) + 4{,}4(0{,}6) + 4{,}4(0{,}55) + 4{,}4(0{,}5)2$$
$$= 3{,}3(0{,}8) + 4{,}4[0{,}82(2) + 0{,}75 + 0{,}7 + 0{,}65 + 0{,}6 + 0{,}55 + 0{,}5(2)] = 28{,}38 \text{ k}$$

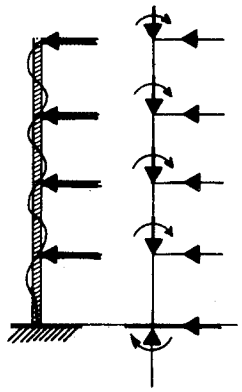
Nilai ini sama dengan pengurangan beban hidup total sebesar 34%. Beban total yang bekerja pada lantai tingkat pertama adalah:

$$P_{RTL} = P_{DL} + P_{RLL} = 113{,}4 + 28{,}38 = 141{,}78 \text{ k}$$
$$P_{TL} = P_{DL} + P_{LL} = 113{,}4 + 42{,}9 = 156{,}30 \text{ k}$$

Tekanan angin pada lantai tingkat pertama adalah 15 psf.

C. Aksi gravitasi pada dinding: kasus *DL* (beban mati) + *LL* (beban hidup) lantai tingkat pertama

Lentur akan diinduksi ke dinding pendukung pada sambungan lantai-dinding karena peralihan beban-beban gravitasi secara eksentrik. Dinding dapat dianggap berlaku sebagai unsur vertikal menerus yang ditahan gerakan lateralnya oleh diafragma lantai (Gbr. 7.16).

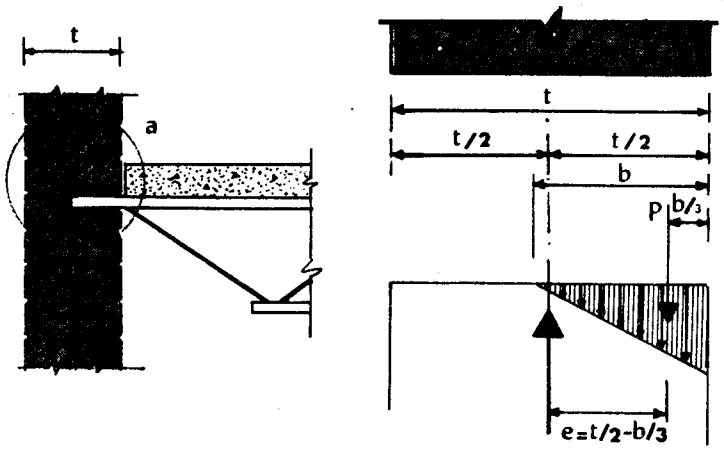


Gbr. 7.16

Selanjutnya dianggap bahwa beban-beban lantai hanya melentupkan dinding setempat, dan menyebar ketika turun sehingga memungkinkan aksi beban berimpit dengan sumbu sentroidal dinding.

Dinding diperiksa pada lantai pertama untuk memastikan apakah terdapat tegangan tekan yang kritis. Tegangan tarik dapat berkembang di lantai paling atas. Akan tetapi, pada lantai-lantai di bawahnya tidak akan terdapat tegangan tarik pada dinding karena dinding tersebut dibuat prategang oleh beban gravitasinya sendiri.

Aksi sesungguhnya dari plat pada dinding itu tak tentu: penyebaran tekanan segitiga dianggap terjadi berdasarkan panjang dukungan *b* dari balok (Gbr. 7.17).



Gbr. 7.17

Eksentrisitas reaksi plat dikaitkan dengan sumbu dinding utama normal terhadap panjang dinding untuk panjang b = 4 inci adalah:

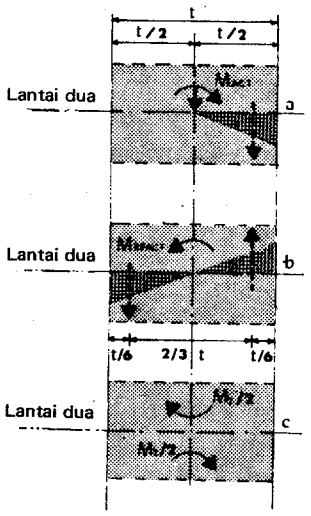
$$e = \frac{t}{2} - \frac{b}{3} = \frac{7.5}{2} - \frac{4}{3} = 2{,}42 \text{ in.}$$

Maka momen yang bekerja pada lantai kedua adalah:

$$M_{2\,act} = e(P_{DL\,2} + P_{LL\,2})$$
$$= 2{,}42\,P_{tot} = 2{,}42(6{,}05 + 4{,}4) = 25{,}30 \text{ in.-k}$$

Kapasitas rotasi dari dinding (Gbr. 7.18 b) adalah:

$$M_{cap} = P_{tot}\ \frac{2}{3}\ t = P_{tot}\ \frac{2}{3}\ 7{,}5 = 5P_{tot}$$



Gbr. 7.18

Dengan demikian,

$$M_{cap} \approx 2M_{act}$$

Maka kita dapat menganggap bahwa separuh momen dipikul ke atas dinding dan separuhnya ke bawah dinding. Hal ini tidak berlaku untuk lantai atas yang dindingnya tidak memiliki parapet.

Aksi momen yang bekerja pada bagian atas dinding di lantai pertama adalah:

$$M_2 = \frac{25{,}30}{2} = 12{,}65 \text{ in.-k}$$

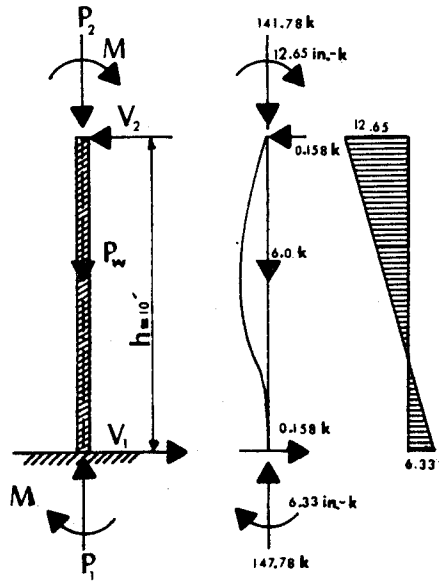
Beban aksial total yang bekerja pada lantai kedua adalah:

$$P_2 = \Sigma P_{DL} + \Sigma P_{RLL} = 141{,}78 \text{ k}$$

Berat dinding adalah:

$$P_w = 6{,}0 \text{ k}$$

Gambar 7.19 memperlihatkan *free body* dari dinding pada lantai pertama berdasarkan anggapan tentang perilaku dinding bangunan pada Gbr. 7.16.



Gbr. 7.19

Kesetimbangan vertikal gaya-gaya akan menghasilkan

$$\Sigma V = 0 = P_2 + P_w - P_1$$

$$P_1 = P_2 + P_w = 141{,}78 + 6{,}0 = 147{,}78 \text{ k}$$

Geser horizontal yang bekerja pada lantai pertama dan kedua adalah sama berdasarkan kesetimbangan horizontal.

$$V_1 = V_2 = V$$

Hubungan berikut ini dapat diperoleh dari tabel balok: Separuh momen yang bekerja pada tumpuan sederhana dari balok akan diteruskan ke tumpuan yang tertahan dari balok tersebut:

$$M_1 = \frac{M_2}{2} = \frac{12{,}65}{2} = 6{,}33 \text{ in.-k}$$

Penghitungan kesetimbangan rotasi di sekitar P_1 akan memberikan:

$$\Sigma M_1 = 0 = V_2(h) - M_2 - M_1$$

$$V_2 = \frac{M_2 + M_1}{h} = \frac{3M_2}{2h} = \frac{3(12{,}65)}{2(10)12} = 0{,}158 \text{ k}$$

Tegangan-tegangan yang terjadi pada dinding diperiksa kembali dengan kira-kira. Pengurangan tegangan yang diizinkan untuk tekanan adalah karena dindingnya ramping dan aksi lentur diabaikan. Pengurangan tegangan berkisar pada 15%.

Perhatikan bahwa efek lentur agak kecil dan lengkungan ganda pada dinding yang mengalami deformasi menguntungkan (y.i. faktor kekakuan $k < 1{,}0$).

Tegangan-tegangan tekan di lantai pertama adalah:

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M}{S} = \frac{147{,}78}{5(12)7{,}5} + \frac{6{,}33}{5(12)7{,}5^2/6}$$

$$f = 0{,}327 + 0{,}011 = 0{,}338 \text{ ksi} < 0{,}40 \text{ ksi} \qquad \text{OK}$$

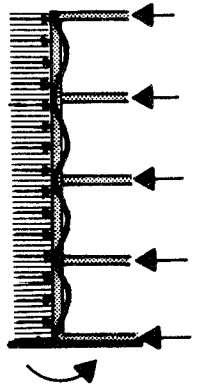
Bahkan apabila tegangan sebenarnya ditingkatkan sebesar 20%, tegangan tersebut tetap berada di bawah tegangan yang diizinkan. Maka dinding dianggap memenuhi syarat terhadap tegangan tekan. Tegangan-tegangan geser adalah:

$$v = \frac{V}{A} = \frac{158}{5(12)7{,}5} = 0{,}35 \text{ psi} < 22 \text{ psi}$$

Geser tidak menjadi masalah.

D. Aksi angin pada dinding: kasus *DL* (beban mati) + *LL* (beban hidup) + angin

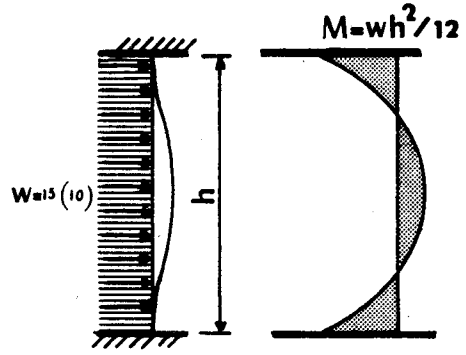
Dinding memanjang eksternal harus meneruskan gaya-gaya lateral dalam lentur ke diafragma plat, yang pada gilirannya meneruskan gaya-gaya ke dinding geser. Dinding memanjang dapat dianggap sebagai *batang* menerus yang perilakunya terhadap beban lateral dinyatakan pada Gbr. 7.20.



Gbr. 7.20

Tegangan-tegangan tekan yang kritis pada dinding akan diperiksa pada lantai pertama. Perhatikan bahwa karena tidak terdapat beban gravitasi yang mengimbangi, tegangan-tegangan tarik dapat terjadi pada dinding di lantai bagian atas.

Dari konfigurasi yang terdeformasi pada dinding (Gbr. 7.20), kita dapat beranggapan bahwa dinding berperilaku sebagai balok menerus yang di-*kekang* pada tingkat lantai dari berputar ketika dibebani angin (dengan anggapan bahwa beban didistribusikan merata setinggi bangunan). Gbr. 7.21 memperlihatkan kondisi



Gbr. 7.21

dinding yang diasumsikan untuk beban lateral.

Momen angin pada tingkat lantai adalah:
dua lantai terbawah:

$$M_2 = \frac{wh^2}{12}$$

$$= \frac{[15(10)10^2/12]12}{1000} = 15 \text{ in.-k}$$

empat lantai teratas:

$$M_1 = \frac{[24(10)10^2/12]12}{1000} = 24 \text{ in.-k}$$

Momen yang bekerja pada dinding pada lantai kedua karena adanya aksi eksentrik balok adalah:

$$M_2 = 12{,}65 \text{ in.-k} \quad \text{(lihat pembahasan } DL + LL\text{)}$$

Momen total karena angin dan gravitasi pada lantai dua (Gbr. 7.22a) adalah:

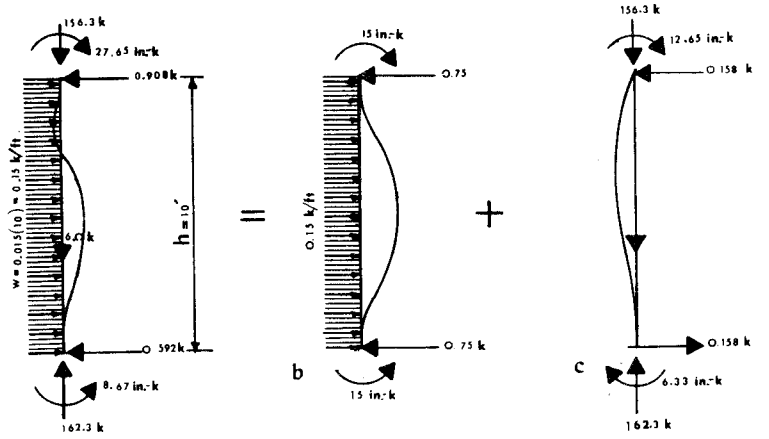
$$M_{2\,tot} = 12{,}65 + 15{,}0 = 27{,}65 \text{ in.-k}$$

Beban aksial total yang bekerja pada lantai dua adalah:

$$P_2 = \Sigma P_{DL} + \Sigma P_{LL} = 156{,}3 \text{ k}$$

Gbr. 7.22 memperlihatkan *free body* dari dinding di lantai pertama dan gaya-gaya yang bekerja pada dinding tersebut dihasilkan oleh angin dengan gravitasi (masing-masing Gbr. 7.22b dan c).

Pemeriksaan tegangan-tegangan tekan hanya akan dikira-kira. Perhatikan bahwa deformasi pada dinding karena angin dan gravitasi akan saling meniadakan sehingga meningkatkan kekakuan dinding. Pengabaian pengaruh ramping dan lentur terhadap pengurangan tegangan izin dalam hal ini tidak separah kasus $DL + RL$.



Gbr. 7.22

Tegangan tekan pada lantai pertama adalah:

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M}{S}$$

$$= \frac{156.6}{5(12)7,5} + \frac{27.65}{5(12)7,5^2/6} = 0,348 + 0,049$$

$$= 0,397 \text{ ksi} < 0,4(1,33)$$

Tegangan yang sebenarnya adalah di bawah tegangan yang diizinkan.
Tegangan geser adalah:

$$v = \frac{V}{A} = \frac{908}{5(12)7,5} = 2,02 \text{ psi} < 22(1,33) \text{ psi}$$

Geser tidak menjadi masalah.

STRUKTUR RANGKA KAKU

Struktur rangka kaku terbuat dari kolom-kolom dan balok-balok yang disambung secara kaku satu sama lain. Kekakuan bangunan oleh batang-batang menerus diperlukan untuk menahan gaya-gaya lateral dan aksi gaya vertikal asimetris.

Apabila diberi beban vertikal yang didistribusikan secara merata, rangka kaku ini akan mengalami deformasi seperti pada Gbr. 7.23a. Rangka ini sangat taktentu. Untuk mendapatkan derajat ketaktentuannya, bayangkanlah bangunan statis tentu (Gbr. 7.24b). Kolom-kolom bersama tonjolan balok yang terkantilever membentuk sistem statis-tentu yang menumpu balok sederhana. Pembandingan sistem ini dengan rangka menerus (Gbr. 7.24a) menunjukkan bahwa sistem tersebut terjadi karena memotong balok menerus dan meniadakan tumpuan rol pelawan rotasi dan translasi pada tumpuan dan rotasi pada tumpuan sendi.

Kita dapat menyimpulkan bahwa untuk mengubah rangka kaku menjadi statis-tentu, tiga simpul yang tidak diketahui harus dihilangkan untuk setiap kolom. Jumlah unsur yang tidak diketahui harus dihilangkan untuk setiap balok. Jumlah unsur yang tidak diketahui sama dengan derajat ketaktentuan dari struktur bangunan. Misalnya, rangka pada Gbr. 7.23a mempunyai 35 buah balok. Setiap balok adalah tiga kali taktentu. Maka bangunan tersebut adalah 25(3) = 105 kali tak tentu.

Karena tingkat ketaktentuan yang tinggi dari bangunan rangka kaku, ia akan sangat berguna untuk metode taksiran analisis yang akan sangat membantu untuk perkiraan ukuran-ukuran batang pada tahap rancangan awal. Penaksiran lainnya akan dikembangkan untuk aksi beban vertikal dan horizontal karena respons rangka kaku akan berbeda terhadap masing-masing beban tersebut.

Taksiran analisis untuk pembebanan vertikal

Rangka kaku akan berubah bentuk apabila dibebani lateral seperti dinyatakan pada Gbr. 7.23a. Bentuk defleksi balok tipikal menunjukkan dua titik belok (Gbr. 7.23b), yaitu tempat di mana momen adalah nol. Apabila kedudukan titik-titik ini diketahui, maka struktur tersebut adalah tentu.

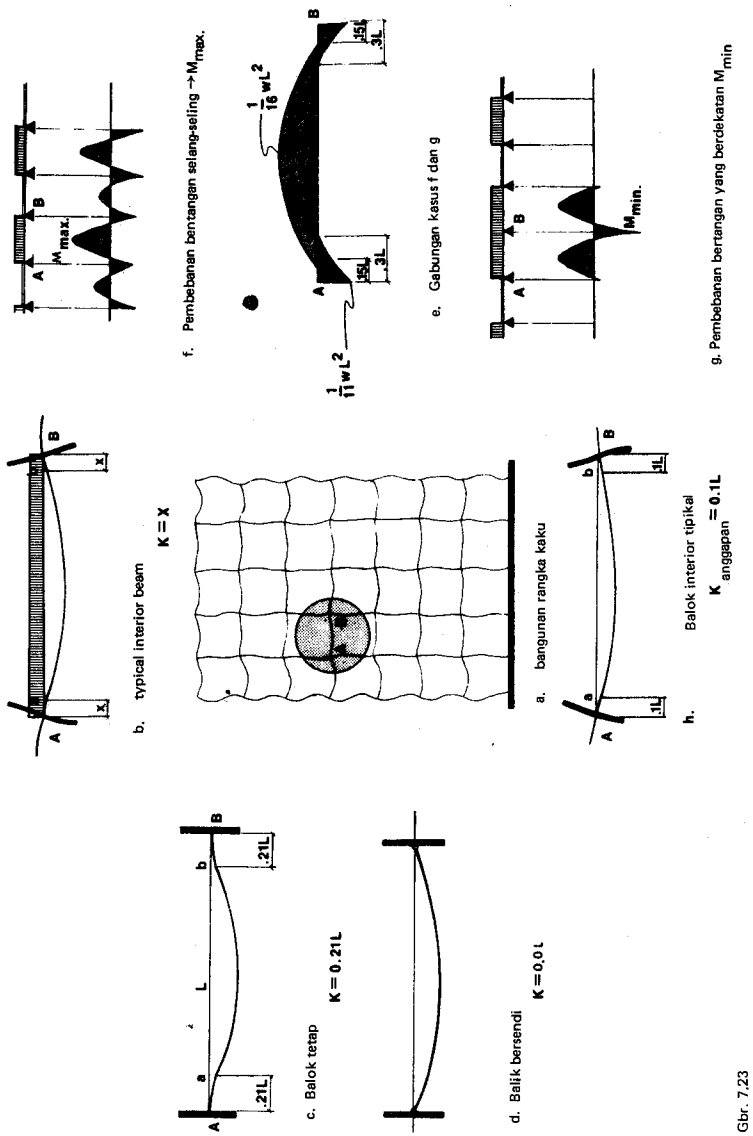
Taksiran analisis bergantung pada pemilihan titik-titik infleksi. Untuk memahami kedudukan titik-titik ini, batas ketahanan dan kondisi pembebanan yang berbeda harus dipertimbangkan.

– *Batas ketahanan*

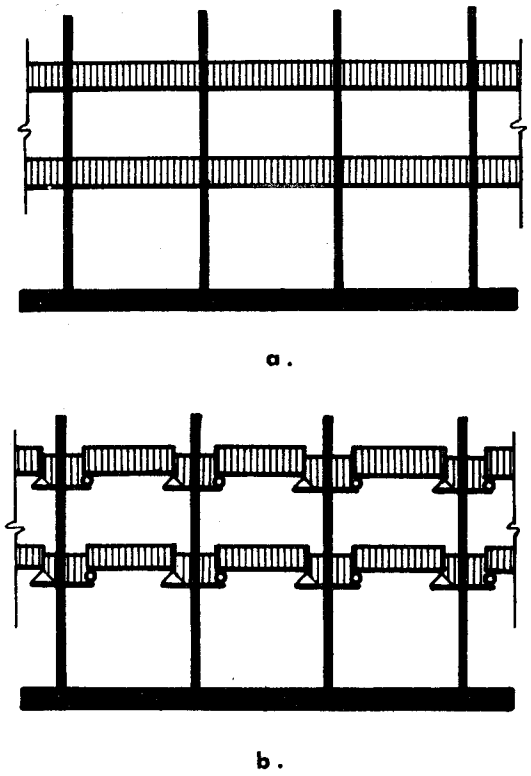
Tahanan penuh (Gbr. 7.23c) menghasilkan titik infleksi pada jarak $0,2L$ dari tumpuan. Lengkungan deformasi yang sama diperoleh untuk balok menerus yang memikul beban merata.

Tiadanya tahanan (Gbr. 7.23d) akan menggerakkan titik infleksi ke ujung-ujung balok sehingga menghasilkan balok menerus yang ditumpu sederhana.

Tahanan sebagian yang diselidiki pada Gbr. 7.23b menghasilkan titik infleksi antara $0,21L$ dan $0,00L$.



Gbr. 7.23



Gbr. 7.24

- *Kondisi pembebanan*

Berbagai diagram momen diperlihatkan pada Gbr. 7.23e berdasarkan persyaratan ACI no. 318–63. Momen positif maksimum diperoleh dengan membebani bentangan balok menerus secara berselang-seling (Gbr. 7.23f). Momen negatif maksimum diperoleh dengan membebani bentangan yang berdekatan (Gbr. 7.23g). Hanya bentangan interior tipikal yang dihitung; keadaan bentangan ujung diabaikan. Titik infleksi untuk kedua kasus berada pada $0{,}3L$ dan $0{,}15L$.

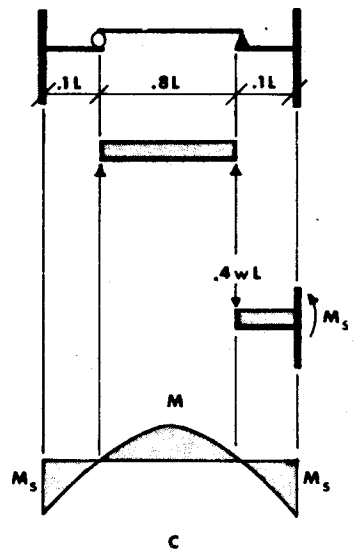
Kesulitan memprakirakan beban hidup menjadikannya sulit untuk memastikan letak sendi yang sebenarnya. Akan tetapi, wajarlah kiranya apabila beranggapan bahwa sendi dari balok yang ditahan sebagian terletak pada $0{,}1L$ dari tumpuan. Perkiraan ini dapat dipertahankan apabila dikaitkan dengan momen maksimum mutlak pada balok sederhana (Gbr. 7.24b).

Anggapan rancangan untuk pembebanan vertikal

- Balok
  - Gaya aksial dianggap nol karena besaran relatif yang kecil.
  - Titik infleksi dianggap 1/10 dari bentangan diukur dari tumpuan.

Momen maksimum balok yang dipikul oleh tonjolan kolom pada balok bangunan tipikal (Gbr. 7.25) adalah:

$$M = \frac{w(0{,}8L)^2}{8} = 0{,}08wL^2 \qquad (7.2)$$



Gbr. 7.25

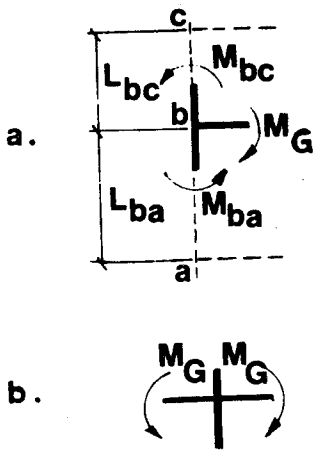
Reaksi R dari balok adalah:

$$R = \frac{0{,}8L(w)}{2} = 0{,}4wL$$

Momen tumpuan minimum adalah:

$$M_8 = -0{,}4wL(0{,}1L) + \frac{w(0{,}1L)^2}{2} = -0{,}045wL^2 \qquad (7.3)$$

- Kolom
  - Beban maksimum untuk kolom interior dapat diperoleh dengan membebani *trave* pada kedua sisi kolom. Pada umumnya, momen pada kolom-kolom interior dapat diabaikan karena momen ujung dari balok cenderung saling meniadakan seperti terlihat pada Gbr. 7.26b.
  - Kolom ujung harus memikul momen balok yang dibagi di antara kolom-kolom sesuai dengan kekakuannya (Gbr. 7.26a).



Gbr. 7.26

Persamaan momen untuk berbagai ketinggian dan inersia adalah:

$$M_{bc} = M_G \frac{I_{bc}/L_{bc}}{I_{bc}/L_{bc} + I_{ba}/L_{ba}}$$

$$M_{ba} = M_G \frac{I_{ba}/L_{ba}}{I_{bc}/L_{bc} + I_{ba}/L_{ba}}$$

Kesetimbangan rotasi pada simpul *b* menghasilkan:

$$M_{ba} + M_{bc} = M_G$$

SOAL 7.3

Hitunglah momen dan gaya aksial untuk rangka kaku dua lantai yang diperlihatkan pada Gbr. 7.27. Anggaplah inersia kolom pada lantai dasar adalah 50% lebih tinggi daripada kolom-kolom pada lantai kedua.

A. Gaya kolom aksial

Anggaplah bahwa kolom-kolom memikul separuh dari beban balok.

pada garis kolom A

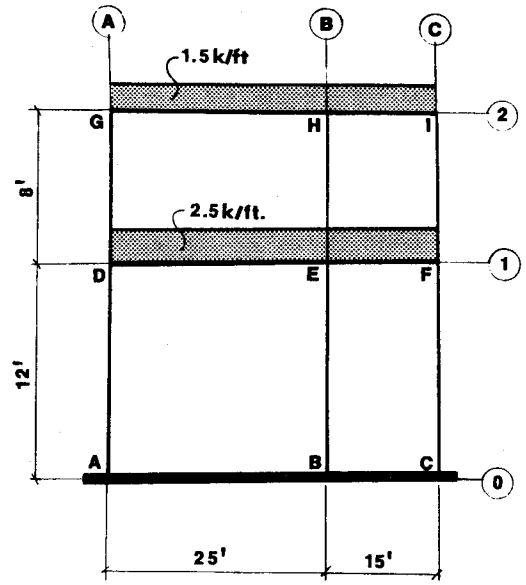
$N_2 = 1.5(12.5) = 18.75$ k
$N_1 = 18.75 + 2.5(12.5) = 50.00$ k

pada garis kolom B

$N_2 = 18.75 + 1.5(7.5) = 30.00$ k
$N_1 = 30.0 + 2.5(12.5 + 7.5) = 80.00$ k

pada garis kolom C

$N_2 = 1.5(7.5) = 11.25$ k
$N_1 = 2.5(7.5) + 11.25 = 30.00$ k



Gbr. 7.27

B. Momen balok

Momen lapangan (serat tertarik):

$$M = 0{,}08wL^2 \qquad (7.2)$$

$M_{GH} = 0{,}08(1{,}5)(25)^2 = 75{,}00$ ft-k
$M_{HI} = 0{,}08(1{,}5)(15)^2 = 27{,}00$ ft-k
$M_{DE} = 0{,}08(2{,}5)(25)^2 = 125{,}00$ ft-k
$M_{EF} = 0{,}08(2{,}5)(15)^2 = 45{,}00$ ft-k

Momen tumpuan (serat atas tertarik):

$$M = 0.045wL^2 \qquad (7.3)$$

$M_{GH} = M_{HG} = 0{,}045(1{,}5)(25)^2 = 42{,}2$ ft-k
$M_{HI} = M_H = 0{,}045(1{,}5)(15)^2 = 15{,}2$ ft-k
$M_{DE} = M_{ED} = 0{,}045(2{,}5)(25)^2 = 70{,}4$ ft-k
$M_{EF} = M_{FE} = 0{,}045(2{,}5)(15)^2 = 25{,}3$ ft-k

C. Momen kolom (Gbr. 7.28)

Kolom eksterior harus memikul rotasi yang diakibatkan oleh tahanan ujung dari balok.

$$M_{DA} = M_{DE} \frac{I_{DA}/L_{DA}}{I_{DA}/L_{DA} + I_{DG}/L_{DG}} \qquad (7.4)$$

$$M_{DA} = 70.4 \frac{1.5I_{DG}/12}{1.5I_{DG}/12 + I_{DG}/8} = 70,4(0,5) = 35,2 \text{ ft-k}$$

$$M_{DG} = M_{DE} \frac{I_{DG}/L_{DG}}{I_{DA}/L_{DA} + I_{DG}/L_{DG}}$$

$$M_{DG} = 70,4 \frac{I_{DG}/8}{1,5I_{DG}/12 + I_{DG}/8} = 70,4(0,5) = 35,2 \text{ ft-k}$$

Periksa $\Sigma M_D = 0 = M_{DG} + M_{DA} - M_{DE}$

$= 35,2 + 35,2 - 70,4$

Momen harus dapat dibuat seimbang pada simpul G dan I

$\Sigma M_B = 0 = 42,2 - M_{GD}$

$\Sigma M_I = 0 = 15,2 - M_{IF}$

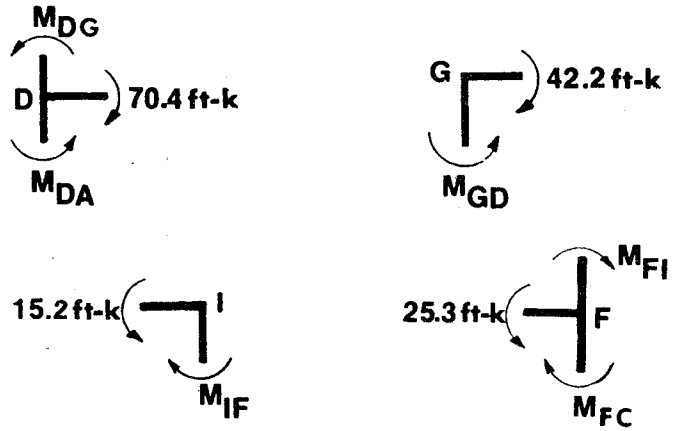
$M_{GD} = 42,2$ ft-k

$M_{IF} = 15,2$ ft-k

Pendekatan yang digunakan untuk memperoleh momen balok pada simpul F sama dengan yang digunakan untuk simpul D.

$$M_{FC} = M_{FI} = 0,5(25,3) = 12,65 \text{ ft-k}$$

Pada umumnya momen balok ujung pada kolom interior cenderung saling meniadakan. Akan tetapi, dalam hal ini lebar *trave*

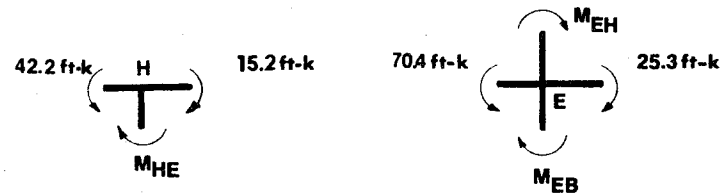


Gbr. 7.28

yang tidak sama dan pembebanan yang terusmenerus akan menyebabkan momen yang tidak seimbang sebesar 70,4–25,3 = 45,1 ft–k terjadi pada simpul E (Gbr. 7.29). Momen ini harus dipikul oleh kolom EH dan EB. Dengan menggunakan hubungan kekakuan yang sama yang diperoleh untuk kolom luar akan dihasilkan:

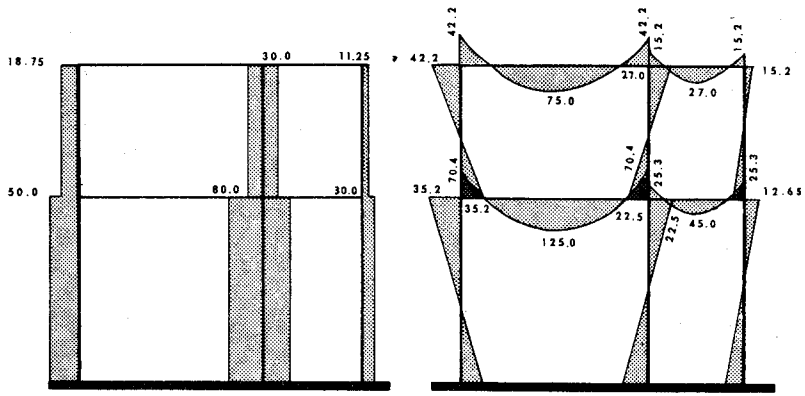
$M_{EB} = M_{EH} = 0,5(45,1) = 22,55$ ft-k

$M_{HE} = 42,2 - 15,2 = 27,0$ ft-k



Gbr. 7.29

Aliran gaya yang terjadi melalui rangka bangunan diperlihatkan pada Gbr. 7.30.



a. Gaya aksial (k)

b. Momen lentur (ft-k)

Gbr. 7.30: Diagram-diagram gaya

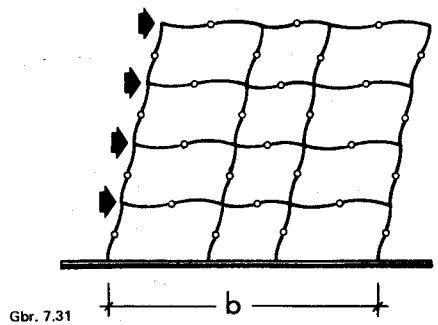
Analisis perkiraan untuk pembebanan lateral

Semakin tinggi bangunan, semakin meningkat pula masalah yang ditimbulkan oleh gaya-gaya lateral (angin dan gempa). Rangka kaku akan bertindak berbeda terhadap pembebanan lateral dan pembebanan vertikal (berturut-turut Gbr. 7.31 dan 7.32). Anggapan yang digunakan di sini untuk menganalisis unsur-unsur rangka yang bereaksi terhadap beban vertikal tidak dapat diterapkan untuk aksi beban horizontal. Rangka kaku yang berubah bentuk karena pembebanan lateral (Gbr. 7.31) membuktikan bahwa titik infleksi terjadi di dekat tengah-tengah balok dan kolom. Analisis "metode portal" untuk pembebanan lateral memanfaatkan aspek perilaku ini. Ini adalah metode yang paling sederhana untuk menentukan perkiraan tegangan pada batang rangka karena adanya pembebanan lateral. Metode portal dianggap

dapat diterapkan pada bangunan dengan geometri biasa sampai dengan ketinggian 25 lantai dengan rasio tinggi terhadap lebar kurang dari 5. Perbedaan bentangan balok dan ketinggian kolom harus kecil. Demikian pula kekuatan bangunan harus merata (misalnya salah satu sisi tidak boleh lebih kaku daripada yang lainnya) karena, apabila pusat tekanan tidak berimpit dengan pusat perlawanan, akan terjadi puntir. Walaupun ketinggian optimum bangunan untuk penerapan metode portal hanya sampai kira-kira 25 lantai, ia telah digunakan untuk bangunan yang jauh lebih tinggi seperti Lincoln Center Building di New York setinggi 700 kaki yang dibangun pada akhir tahun 20-an.

Metode portal menggunakan anggapan-anggapan sebagai berikut:

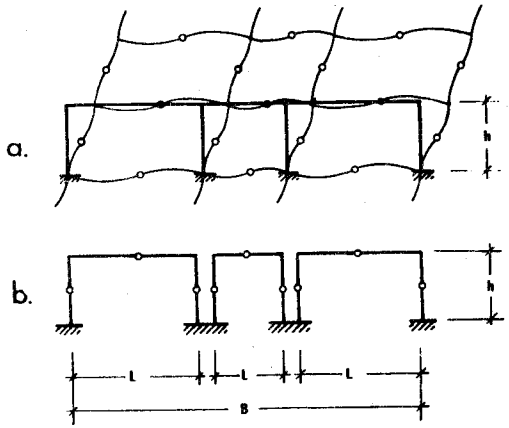
- Gaya-gaya lateral ditahan seluruhnya oleh rangka bangunan. Pengakuan apa pun yang diakibatkan oleh lantai, dinding, atau bahan pengisi lainnya, diabaikan.



Gbr. 7.31

- Rangka berubah bentuk sedemikian rupa sehingga titik-titik infleksi terjadi presis di tengah-tengah kolom dan bentangan balok.
- Bagian rangka bertindak sebagai rangkaian portal independen. Rangka satu lantai tipikal pada Gbr. 7.31 diperlihatkan pada Gbr. 7.32a.

Rangka ber-*trave* tiga berlantai satu dianggap sebagai rangkaian tiga portal yang berdiri sendiri-sendiri (Gbr. 7.32b) dan masing-masing mempunyai satu atau dua kolom yang sama dengan kolom portal yang berdekatan. Setiap portal terpisah adalah tiga kali taktentu. Akan tetapi, karena perkiraan titik infleksi pada kolom dan balok (y.i. tiga kondisi tambahan), maka portal menjadi statis tentu.



Gbr. 7.32

Free body ketiga portal masing-masing diambil di tengah-tengah tinggi kolom (y.i. perkiraan letak titik infleksi) seperti ditunjukkan pada Gbr. 7.33.

Metode portal beranggapan bahwa setiap portal memikul beban yang sebanding dengan bentangannya, atau

$$\text{atau} \quad \frac{W_1}{L_1} = \frac{W_2}{L_2} = \frac{W_3}{L_3} = \ldots\ldots = \frac{W}{B} \qquad \text{(a)}$$

$$W_1 = \frac{WL_1}{B} \quad W_2 = \frac{WL_2}{B} \quad W_3 = \frac{WL_3}{B}$$

Dengan mengambil momen pada sendi dari kolom kanan portal pada Gbr. 7.33a dan mengganti beban portal dengan persamaan (a), akan dihasilkan:

$$W_1 \left(\frac{h}{2}\right) = N_1(L_1) \quad N_1 = \frac{W_1 h}{2L_1} = \frac{Wh}{2B} \qquad \text{(b)}$$

Persamaan untuk gaya aksial lainnya serupa.

$$N_2 = \frac{W_2 h}{2L_2} = \frac{Wh}{2B}$$

Menurut kebiasaan, kolom interior tidak memikul gaya aksial karena angin. Ini dapat dilihat secara mudah, yaitu dengan menjumlahkan N_1 dan N_2 untuk memperoleh resultan beban aksial untuk kolom interior (Gbr. 7.33a).

Dengan demikian maka pada umumnya momen angin ditahan oleh sebuah kopel yang terdiri dari gaya-gaya aksial pada kolom eksterior.

Untuk memperoleh geser kolom, momen diambil di tengah-tengah bentang balok pada Gbr. 7.33b.

$$N_1 = \left(\frac{L_1}{2}\right) = V_1 \left(\frac{h}{2}\right) \quad \ldots\ldots \quad V_1 = \frac{N_1 L_1}{h} \qquad \text{(c)}$$

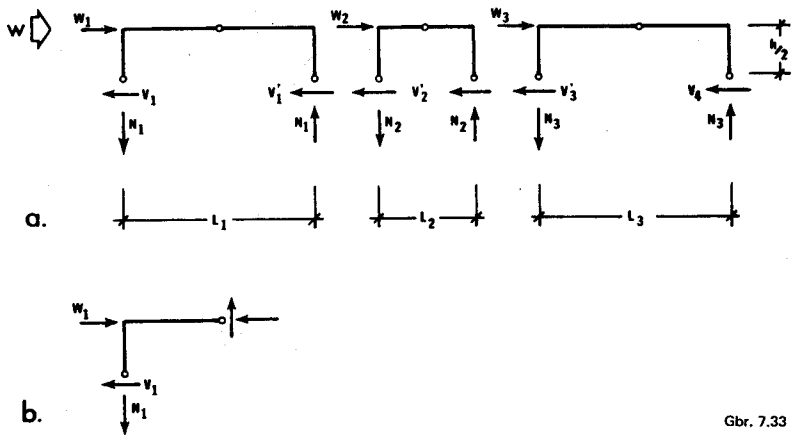
Dengan mengganti persamaan (b) ke (c) akan dihasilkan:

$$V_1 = \frac{W_1 h}{2Lh} = \frac{W_1}{2} = \frac{W}{2} \frac{L_1}{B}$$

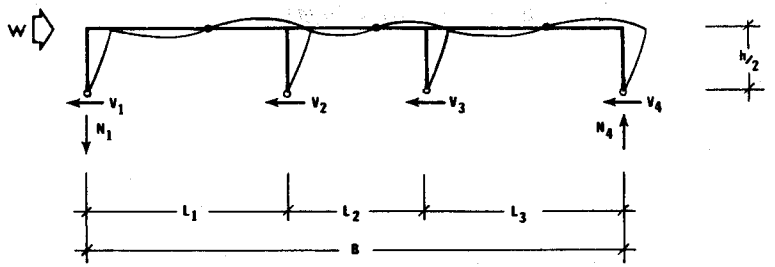
Demikian pula:

$$V_2' = \frac{W_2}{2} = \frac{W}{2} \frac{L_2}{B}$$

$$V_3' = \frac{W_3}{2} = \frac{Wt_3}{-B} \frac{W}{2} \frac{L_3}{B}$$



Gbr. 7.33



Gbr. 7.34

Maka kolom geser pada tengah-tengah ketinggian (Gbr. 7.34) adalah:

$$V_1 = \frac{WL_1}{2B}$$

$$V_2 = V_1' + V_2' = \frac{W(L_1 + L_2)}{B}$$

$$V_3 = V_2' + V_3' = \frac{W(L_2 + L_3)}{2B}$$

$$V_4 = \frac{WL_3}{B}$$

Dengan kata lain, *geser angin total yang disebar ke kolom berbanding lurus dengan lebar (y.i. luas lantai) yang ditumpu oleh kolom tersebut.* Perhatikan bahwa untuk jarak *trave* yang sama, geser yang terjadi pada kolom eksterior adalah setengah dari geser pada kolom interior, yang semuanya mempunyai nilai sama. Maka untuk $L_1 = L_2 = L_3 = L$:

$$V_1 = V_4 = \frac{WL}{2B}$$

$$V_2 = V_3 = \frac{WL}{B}$$

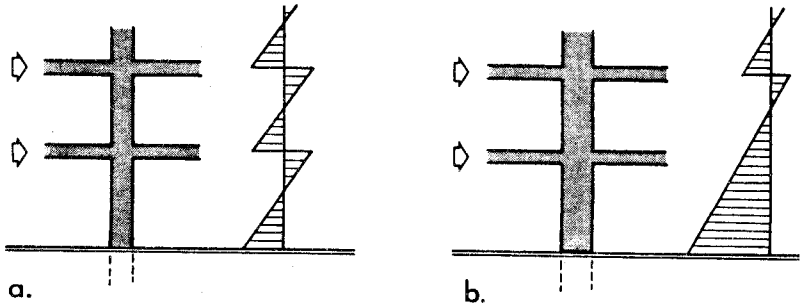
Di sini telah dianggap bahwa ukuran kolom kurang-lebih sama untuk setiap lantai. Apabila ukuran kolom berbeda jauh, maka geser yang terjadi akan tersebar berbanding lurus dengan inersianya.

Kita harus menyadari adanya kemungkinan ketidaktepatan pada metode portal. Perkiraan letak titik infleksi pada bagian tengah kolom atau balok berlaku untuk bagian tengah suatu bangunan rangka kaku di mana kekakuan kolom ($\Sigma I_c/L_c$) kira-kira sama dengan kekakuan balok ($\Sigma I_g/L_g$). Akan tetapi, pada dua lantai teratas dan seterusnya kekakuan kolom relatif kecil dibandingkan dengan balok. Di sini titik infleksi kolom bergerak ke bawah dan dianggap mendekati harga $0{,}4h$. Pada tiga lantai terbawah terjadi sebaliknya karena kekakuan kolom lebih besar daripada kekakuan balok. Dengan demikian, titik belok fleksur bergerak ke atas. Untuk suatu rangka bangunan tipikal harganya mendekati $0{,}6h$ (Gbr. 7.35a). Pada kasus yang ekstrem,

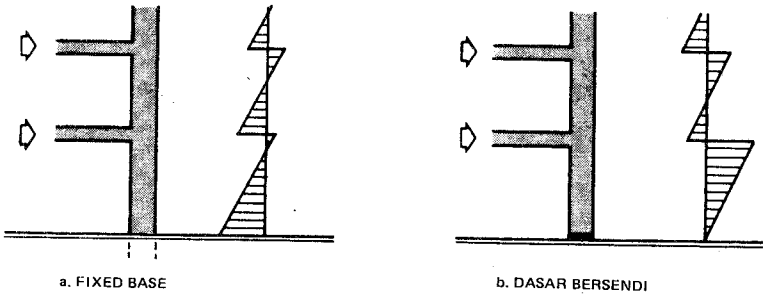
yaitu apabila kekakuan kolom sangat ditingkatkan, titik infleksi bisa bergerak ke atas ke lantai berikutnya (Gbr. 7.35b).

Pada pembahasan berikut ini dianggap bahwa tinggi lantai dasar sama dengan tinggi lantai-lantai di atasnya. Tambahan tinggi pada lantai dasar akan menyebabkan titik infleksi bergerak ke atas.

Faktor lain yang harus dipertimbangkan adalah jumlah tahanan yang diberikan oleh pondasi. Ini pun dapat menentukan letak sendi. Dengan melepaskan tahanan pada dasar kolom lantai pertama, titik infleksi akan bergerak ke bawah hingga membentuk dasar yang bersendi (Gbr. 7.36b).



Gbr. 7.35



Gbr. 7.36

Metode portal juga mengabaikan kemungkinan bahwa sambungan mungkin tidak memberikan kontinuitas di antara batang. Peleset pada sambungan (joint slippage) dapat terjadi sehingga mengurangi tingkat ketetapan (fixity). Selanjutnya, tegangan sekunder yang ditimbulkan oleh perubahan bentuk batang-batang rangka, diabaikan. Misalnya, perbedaan deformasi aksial antara kolom luar dan kolom dalam akan menyebabkan tambahan tegangan lentur pada balok-balok yang disambung pada kolom tersebut. Akan tetapi, faktor-faktor ini dapat diabaikan untuk bangunan yang tingginya kurang dari 25 lantai dan dengan rasio kerampingan yang tidak lebih besar dari 5. Bagaimanapun, anggapan-anggapan di atas secara empiris membenarkan bahwa aksi tiga dimensi dari bangunan yang selesai itu diabaikan.

SOAL 7.4

Tentukanlah distribusi tegangan yang diakibatkan oleh angin untuk bangunan rangka kaku berlantai 6 seperti yang diperlihatkan pada Gbr. 7.37. Penampung rangka ditempatkan pada jarak 20 kaki satu-sama-lain. Gunakanlah tekanan lateral angin menurut New York Construction Code.

A. Pembebanan

Distribusi tekanan angin menurut New York State Building Code diberikan pada Gbr. 7.37b. Dengan mengganti tekanan angin oleh gaya resultan yang bekerja pada sambungan akan menghasilkan:

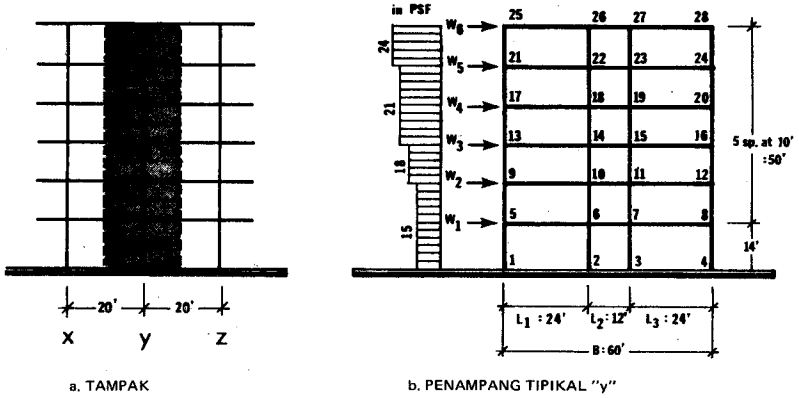
$$W_6 = 20(0{,}024 \times 5) = 2{,}4 \text{ k}$$
$$W_5 = [(0{,}024 \times 5) + (0{,}021 \times 5)] = 4{,}5 \text{ k}$$
$$W_4 = 20(0{,}021 \times 10) = 4{,}2 \text{ k}$$
$$W_3 = 20[(0{,}021 \times 5) + (0{,}018 \times 5)] = 3{,}9 \text{ k}$$

$W_2 = 20[(0{,}018 \times 5) + (0{,}015 \times 5)] = 3{,}3$ k

$W_1 = 20[0{,}015 \times (5 + 7)] = 3{,}6$ k

B. Analisis tegangan pada rangka

Apabila diberikan geometri rangka simetris, hanya separuh rangka yang dihitung.



a. TAMPAK b. PENAMPANG TIPIKAL "y"

Gbr. 7.37

– *Gaya geser kolom.* Menurut persamaan 7.5, seluruh geser disebar ke kolom dengan berbanding langsung dengan luas lantai yang ditahan oleh kolom tersebut. Geser yang bekerja pada titik infleksi kolom untuk lantai atas (Gbr. 7.38) adalah:

$$V_{25\text{-}21} = \frac{2{,}4 \text{ X } 24}{2 \text{ X } 60} = 0{,}48 \text{ k}$$

$$V_{26\text{-}22} = \frac{2{,}4 \text{ X } (24 + 12)}{2 \text{ X } 60} = 0{,}72 \text{ k}$$

Demikian pula geser kolom pada lantai kelima (Gbr. 7.38b) adalah:

$$V_{21\text{-}17} = 0{,}48 + \frac{4{,}5 \text{ X } 24}{2 \text{ X } 60} = 0{,}48 + 0{,}90 = 1{,}38 \text{ k}$$

$$V_{22\text{-}18} = 0{,}72 + \frac{4{,}5 \text{ X } (24 + 12)}{2 \text{ X } 60} = 0{,}72 + 1{,}35 = 2{,}07 \text{ k}$$

Cara yang sama ditempuh untuk memperoleh geseran kolom untuk lantai-lantai lainnya.

$$V_{17\text{-}13} = 1{,}38 + \frac{4{,}2 \text{ X } 24}{2 \text{ X } 60} = 1{,}38 + 0{,}84 = 2{,}22 \text{ k}$$

$$V_{18\text{-}14} = 2{,}07 + \frac{4{,}2 \text{ X } (24 + 12)}{2 \text{ X } 60} = 2{,}07 + 1{,}26 = 3{,}33 \text{ k}$$

$$V_{13\text{-}9} = 2{,}22 + \frac{3{,}9 \text{ X } 24}{2 \text{ X } 60} = 2{,}22 + 0{,}78 = 3{,}00 \text{ k}$$

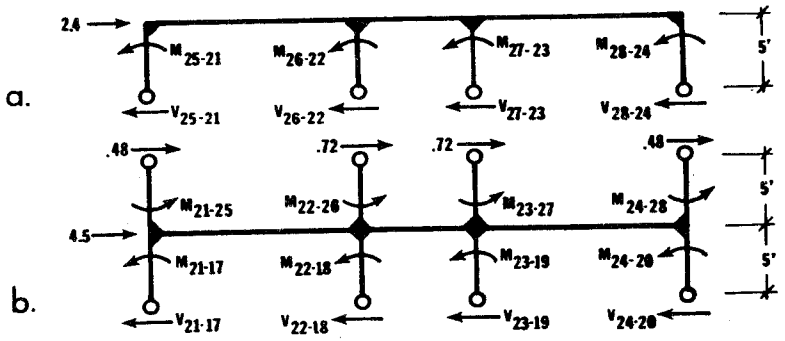
$$V_{14\text{-}10} = 3{,}33 + \frac{3{,}9 \text{ X } (24 + 12)}{2 \text{ X } 60} = 3{,}33 + 1{,}17 = 4{,}50 \text{ k}$$

$$V_{9\text{-}5} = 3{,}00 + \frac{3{,}3 \text{ X } 24}{2 \text{ X } 60} = 3{,}00 + 0{,}66 = 3{,}66 \text{ k}$$

$$V_{10\text{-}6} = 4{,}50 + \frac{3{,}3 \text{ X } (24 + 12)}{2 \text{ X } 60} = 4{,}50 + 0{,}99 = 5{,}49 \text{ k}$$

$$V_{5\text{-}1} = 3{,}66 + \frac{3{,}6 \text{ X } 24}{2 \text{ X } 60} = 3{,}66 + 0{,}72 = 4{,}38 \text{ k}$$

$$V_{6\text{-}2} = 5{,}49 + \frac{3{,}6 \text{ X } (24 + 12)}{2 \text{ X } 60} = 5{,}49 + 1{,}08 = 6{,}57 \text{ k}$$

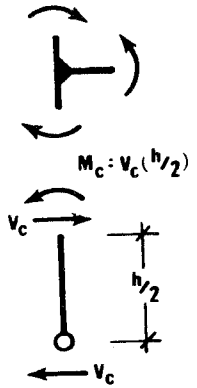


Gbr. 7.38

Soal 7.4

Geseran kolom juga dapat diperoleh dengan menggunakan *free body* yang diperlihatkan pada Gbr. 7.40.

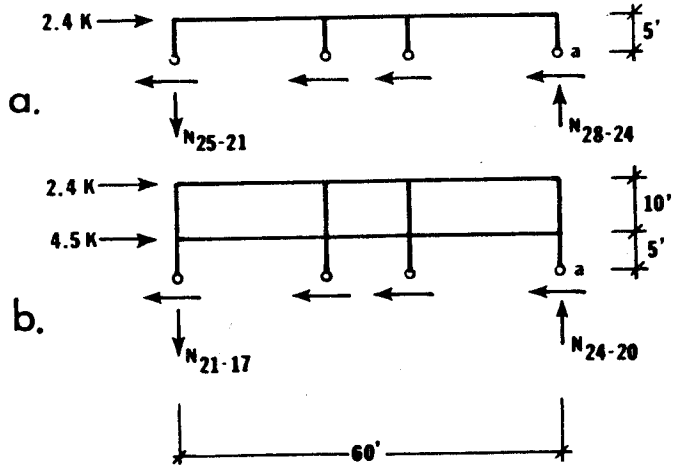
— *Momen kolom pada sambungan.* Berdasarkan kesetimbangan rotasi dari *free body* kolom, momen kolom tipikal mudah diperoleh, yaitu dengan mengalikan geseran kolom dengan separuh ketinggian lantai (Gbr. 7.39). Beberapa momen kolom dinyatakan pada Gbr. 7.38.



Gbr. 7.39

$M_{25-21} = -M_{21-25} = 0{,}48 \times 5 = 2{,}40$ ft-k
$M_{26-22} = -M_{22-26} = 0{,}72 \times 5 = 3{,}60$ ft-k
$M_{21-17} = -M_{17-21} = 1{,}38 \times 5 = 6{,}90$ ft-k
$M_{22-18} = -M_{18-22} = 2{,}07 \times 5 = 10{,}35$ ft-k
$M_{17-13} = -M_{13-17} = 2{,}22 \times 5 = 11{,}10$ ft-k
$M_{18-14} = -M_{14-18} = 3{,}33 \times 5 = 16{,}65$ ft-k
$M_{13-9} = -M_{9-13} = 3{,}00 \times 5 = 15{,}00$ ft-k
$M_{14-10} = -M_{10-14} = 4{,}50 \times 5 = 22{,}50$ ft-k
$M_{9-5} = -M_{5-9} = 3{,}66 \times 5 = 18{,}30$ ft-k
$M_{10-6} = -M_{6-10} = 5{,}49 \times 5 = 27{,}45$ ft-k
$M_{5-1} = -M_{1-5} = 4{,}38 \times 5 = 30{,}66$ ft-k
$M_{6-2} = -M_{2-6} = 6{,}57 \times 7 = 45{,}99$ ft-k

— *Gaya kolom aksial.* Momen angin ditahan oleh kopel yang terdiri dari gaya-gaya aksial dari kolom luar. Kolom dalam tidak memikul gaya aksial. Gaya kolom aksial N 25–21 pada lantai atas diperoleh dengan mengambil momen sekitar titik infleksi pada kolom luar lainnya (Gbr. 7.40a).



Gbr. 7.40

$M_{25-26} = -M_{26-25} = 0{,}20 \times 12 = 2{,}4$ ft-k
$M_{26-27} = -M_{27-26} = 0{,}20 \times 6 = 1{,}2$ ft-k
$M_{21-22} = -M_{22-21} = 0{,}78 \times 12 = 9{,}36$ ft-k
$M_{22-23} = -M_{23-22} = 0{,}78 \times 6 = 4{,}68$ ft-k
$M_{17-18} = -M_{18-17} = 1{,}50 \times 12 = 18{,}00$ ft-k
$M_{18-19} = -M_{19-18} = 1{,}50 \times 6 = 9{,}00$ ft-k
$M_{13-14} = -M_{14-13} = 2{,}16 \times 12 = 25{,}92$ ft-k
$M_{14-15} = -M_{15-14} = 2{,}16 \times 6 = 12{,}96$ ft-k
$M_{9-10} = -M_{10-9} = 2{,}78 \times 12 = 33{,}36$ ft-k
$M_{10-11} = -M_{11-10} = 2{,}78 \times 6 = 16{,}68$ ft-k
$M_{5-6} = -M_{6-5} = 4{,}09 \times 12 = 49{,}08$ ft-k
$M_{6-7} = -M_{7-6} = 4{,}09 \times 6 = 24{,}54$ ft-k

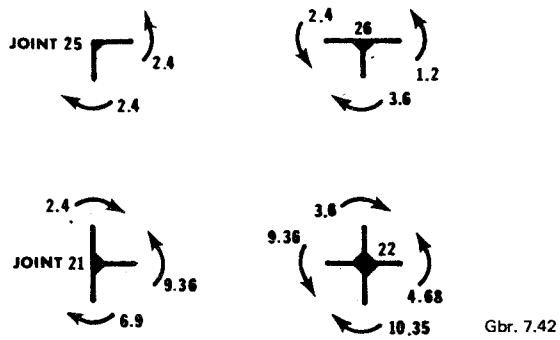
Momen yang diperoleh untuk kolom dan balok diperiksa dengan menggunakan prinsip kesetimbangan rotasi di sekitar sambungan. Misalnya, kesetimbangan rotasi untuk sambungan no. 22 (Gbr. 7.42) menghasilkan:

$$\Sigma M\ 22 = 0 = 9{,}36 - 10{,}35 + 4{,}88 - 3{,}6 = 0{,}09 \qquad \text{OK}$$

Pendekatan serupa juga dapat digunakan untuk memeriksa sambungan lainnya.

– *Gaya aksial pada balok.* Gaya-gaya aksial pada balok diperoleh dengan menjumlahkan gaya horizontal pada *free body* yang ditunjukkan pada Gbr. 7.41.

$N_{25-26} = 2{,}40 - 0{,}48 = 1{,}92$ k
$N_{26-27} = 1{,}92 - 0{,}72 = 1{,}20$ k
$N_{27-28} = 1{,}20 - 0{,}72 = 0{,}48$ k
$N_{21-22} = (4{,}50 + 0{,}48) - 1{,}38 = 3{,}60$ k
$N_{22-23} = (3{,}60 + 0{,}72) - 2{,}07 = 2{,}25$ k
$N_{23-24} = (2{,}25 + 0{,}72) - 2{,}07 = 0{,}90$ k
$N_{17-18} = (4{,}20 + 1{,}38) - 2{,}22 = 3{,}36$ k



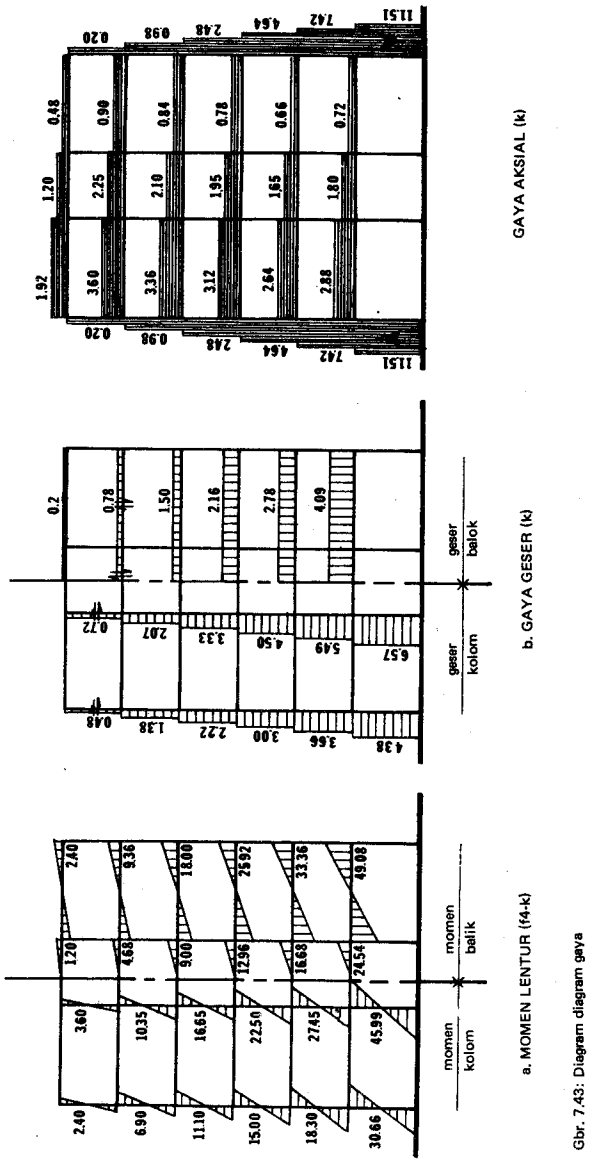
Gbr. 7.42

$N_{18-19} = (3{,}36 + 2{,}07) - 3{,}33 = 2{,}10$ k
$N_{19-20} = (2{,}10 + 2{,}07) - 3{,}33 = 0{,}84$ k
$N_{13-14} = (3{,}90 + 2{,}22) - 3{,}00 = 3{,}12$ k
$N_{14-15} = (3{,}12 + 3{,}33) - 4{,}50 = 1{,}95$ k
$N_{15-16} = (1{,}95 + 3{,}33) - 4{,}50 = 0{,}78$ k
$N_{9-10} = (3{,}30 + 3{,}00) - 3{,}66 = 2{,}64$ k
$N_{10-11} = (2{,}64 + 4{,}50) - 5{,}49 = 1{,}65$ k
$N_{11-12} = (1{,}65 + 4{,}50) - 5{,}49 = 0{,}66$ k
$N_{5-6} = (3{,}60 + 3{,}66) - 4{,}38 = 2{,}88$ k
$N_{6-7} = (2{,}88 + 5{,}49) - 6{,}57 = 1{,}80$ k
$N_{7-8} = (1{,}80 + 5{,}49) - 6{,}57 = 0{,}72$ k

Taksiran rancangan untuk bangunan rangka kaku

Untuk memperoleh ukuran batang, dua kasus pembebanan akan dipertimbangkan:

– Yang bekerja hanya beban gravitasi.
Beban gravitasi bekerja bersama-sama dengan gaya-gaya angin atau gempa, dan untuk hal ini persyaratan memboleh-kan tegangan izin sebesar 33%.



Gbr. 7.43: Diagram diagram gaya

Batang rangka tipikal harus mampu melawan tekanan dan lenturan. Metode perancangan ditentukan oleh besaran relatif dari gaya-gaya aksial dan rotasional.

Balok

Karena gaya-gaya aksial pada balok rangka relatif kecil, maka perancangannya terutama didasarkan atas lenturan.

Modulus penampang untuk suatu balok baja rol ditentukan oleh rumus berikut :

$$S_{req} = \frac{M}{F_b} \tag{7.7}$$

di mana S_{req} = modulus penampang yang disyaratkan (in.^{3})
M = momen maksimum yang bekerja (in.-k)
F_b = tegangan lentur yang diperbolehkan (ksi) untuk penampang yang ditumpu lateral (mis. F_b = 24 ksi untuk baja A36)

Dalam menggunakan persamaan 7.7 dianggap bahwa lenturan benar-benar merupakan faktor kritis dan tidak ada kriteria lain yang mengendalikannya (mis. geser, defleksi, pergeseran, ataupun ketidakstabilan karena kurangnya tahanan lateral).

Ukuran balok beton bergantung pada jumlah penulangan yang digunakan pada penampangnya. Kedalaman balok beton dapat ditaksir berdasarkan kriteria geser dan defleksi (ACI 318–71). Untuk beton tipikal dengan kekuatan F'_c = 4000 psi, tinggi balok minimum adalah:

$$\frac{L}{18.5} \leqslant h \geqslant \frac{L}{323b} + 2.5 \tag{7.8}$$

di mana Vu = batas kekuatan gaya geser pada jarak d dari muka tumpuan (1b)
b = lebar balok

l = panjang bentangan balokdari as ke as (in.)
h = ketinggian balok (in.)

Jumlah penulangan baja dapat ditaksir dari

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y z} = \frac{M_u}{04 f_y (0{,}9d)} = \frac{M_u}{0{,}81(d) f_y} \qquad (7.9)$$

di mana A_s = luas penguatan tekan yang diperlukan (in.2)
M_u = momen batas (in.-k)
d = jarak dari serat tekan ekstrem ke sentroid penguatan tari (in.); untuk lapisan tunggal penguatan tekan d dapat ditaksir dengan $d = h - 2{,}5$ in. (lihat persamaan 7.8)
f_y = kekuatan yang diperoleh dari penguatan baja (ksi)

Kolom

Kebanyakan kolom rangka kaku agak ramping. Kolom ini memikul gaya aksial yang besar dan gaya-gaya rotasi primer yang tinggi. Momen sekunder disebabkan oleh pergeseran lateral kolom. Ketika kolom mendefleksi lateral, momen tambahan ditimbulkan oleh gaya aksial. Pembahasan pada bagian ini dibatasi pada rancangan perkiraan dari kolom baja.

Keruntuhan kolom balok tipikal disebabkan oleh tekuk yang tak elastis. Rumus yang digunakan untuk merancang kolom-kolom balok ini, dengan anggapan bahwa lentur terjadi di sekitar hanya satu sumbu menurut persyaratan AISC (11969, 1.6–1a), adalah:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m}{1-(f_a/F'_a)} \frac{f_b}{F_b} \leqslant 1 \qquad (a)$$

Untuk penaksiran pertama terhadap ukuran kolom, amplifikasi momen karena deformasi lateral dan akibat kondisi batas diabaikan. Artinya:

$$\frac{C_m}{1-(f_a/F'_a)} = 1 \qquad (b)$$

Maka persamaan interaksi (a) adalah jenis persentase sederhana:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leqslant 1$$

Catatan: Spesifikasi AISC membolehkan penggunaan rumus ini untuk batang dengan gaya aksial kecil ($f_a/f_a \leqslant 0{,}15$).

Dengan mengalihkan persamaan (b) dengan f_a dihasilkan:

$$f_a \pm f_b \frac{F_a}{F_b} \leqslant F_a \qquad (c)$$

Dengan mengganti $f_a = P/A$, $f_b = M/S$, $F_a = P_{a11}/A$, maka hasilnya:

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} \frac{F_a}{F_b} \leqslant \frac{P_{a11}}{A} \qquad (d)$$

Dengan mengalikan persamaan (d) dengan A maka:

$$P + \frac{A}{S} M \frac{F_a}{F_b} \leqslant P_{a11}$$

AISC Manual for Steel Construction membuat daftar yang berisi harga tabel untuk A/S yang dikenal sebagai faktor lentur B.

$$P + BM \frac{F_a}{F_b} \leqslant P_{a11} \qquad (e)$$

Untuk perkiraan awal ukuran penampang, rasio tegangan aksial dan lentur yang diperbolehkan dianggap sama dengan satu. Maka:

$$P_{all} \geqslant P + BM$$

Produk dari BM dianggap sebagai kolom aksial beban khayal P'. Jadi, tabel kolom dari AISC Manual dapat digunakan untuk memilih penampang.

$$P + P' = P + BM = P_{all} \qquad (7.10)$$

Di mana P = gaya aksial yang berbeda (k)
= faktor lentur (in.-1)
B = faktor lentur (in.)
M = momen maksimum yang bekerja
P_{all} = beban kolom tabung yang disyaratkan

Persamaan 7.10 didasarkan atas beban aksial yang setara dan selalu melebihi ukuran penampang. Maka prosedur yang lazim digunakan adalah memilih bukan penampang yang dibutuhkan, melainkan ukuran berikutnya yang lebih kecil.

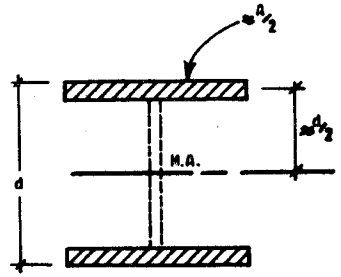
Pendekatan taksiran rancangan lain yang kadang-kadang digunakan adalah berdasarkan anggapan perancangan yang dikembangkan sebelumnya. Persamaan (d) dengan $F_a/F_b = 1$ menghasilkan:

$$F_a \geqslant \frac{P}{A} + \frac{M}{S} \qquad (a)$$

Karena tegangan lentur dipikul terutama oleh flens penampang W, maka dianggap bahwa luas seluruh penampang dipusatkan pada kedua flens tersebut. Dengan demikian maka jaring dianggap tidak ada (Gbr. 7.44).

Momen inersia dari suatu penampang hipotetis yang terdiri atas hanya flens dapat dinyatakan sebagai:

$$I = \left[\frac{A}{2}\left(\frac{d}{2}\right)^2\right]2 = \frac{Ad^2}{4}$$



Gbr. 7.44

atau dalam satuan modulus penampang:

$$S = \frac{I}{d/2} = \frac{Ad}{2}$$

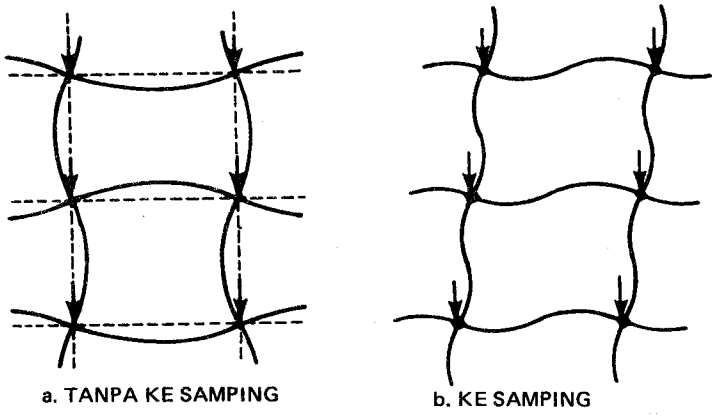
Dengan mengganti modulus penampang ke dalam persamaan (a) akan dihasilkan:

$$F_a \geqslant \frac{P}{A} + \frac{M}{Ad/2}$$

Dengan demikian, luas minimum yang diisyaratkan untuk penampang flens lebar adalah:

$$A_{min} = \frac{1}{F_a}(P + 2M/d) \qquad (7.11)$$

Untuk merancang suatu kolom tipikal pada bangunan rangka kaku terlebih dahulu harus diketahui tegangan tekan yang diperbolehkan F_a (y.i. kemampuan kolom). Kemampuan ini langsung berkaitan dengan kerampingan kolom (KL/r) yang memperhitungkan ukuran dan geometri kolom (jari-jari girasi r, bentangan kolom L, dan tahanan ujung K. Masalahnya terletak pada evaluasi tahanan



Gbr. 7.45

ujung yang diberikan oleh balok lantai yang disambung ke kolom pada bagian ujung atas dan bawah. Panjang efektif kolom (y.i. bentuk kolom yang tergeser lateral) bergantung pada tahanan ujung (y.i. kekakuan terhadap rotasi yang diberikan oleh ujung kolom). Besar tahanan diukur dari faktor kekakuan K berdasarkan kolom yang diperkaku lateral dengan simpul sendi yang setara.

Untuk memperoleh faktor kekakuan K pentinglah kiranya untuk membedakan dua jenis bangunan rangka kaku yang akan dibahas di bawah ini.

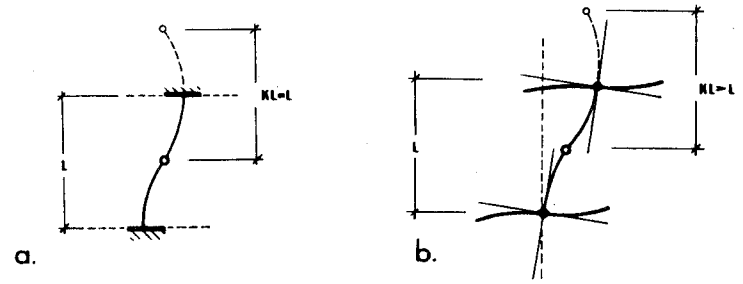
– Bangunan rangka kaku yang distabilkan secara lateral oleh dinding geser (mis. inti beton) atau penampang rangka yang berubah bentuk apabila diberi beban vertikal seperti tampak pada Gbr. 7.45a. Dianggap bahwa semua kolom pada lantai tertentu akan menekuk dalam waktu bersamaan. Bergantung pada kekakuan rotasi balok, faktor kekakuan K untuk kolom-kolom berkisar dari 0,5 sampai 1,0. Sebagai perkiraan, panjang efektif kolom KL dapat dianggap sama dengan panjang kolom yang tidak ditunjang (K = 1). Anggapan ini betul untuk rangka dengan simpul sendi antara balok dan kolom, tetapi agak konservatif untuk aksi rangka kaku. Misalnya, faktor kekakuan K untuk lantai bawah rangka kaku yang tinggi berkisar pada 0,8.

– Bangunan rangka kaku dengan sistem dinding tirai yang

ringan dan tanpa pengaku lateral, secara lateral tidak stabil. Artinya, apabila dibebani secara vertikal, akan terjadi pergeseran lateral. Untuk keadaan ini, faktor kekakuan kolom selalu lebih besar daripada 1 (Gbr. 7.45b).

Untuk kasus ideal di mana tahanan tak terbatas diberikan oleh balok lantai, faktor kekakuan adalah K = 1 (Gbr. 7.46a).

Dengan berkurangnya tahanan terhadap rotasi sudut, maka panjang efektif kolom akan meningkat dan selalu lebih besar daripada panjang yang sebenarnya. Besarnya tahanan ujung juga bergantung pada jenis simpul balok ke kolom (sendi *vs.* semikaku *vs.* kaku).

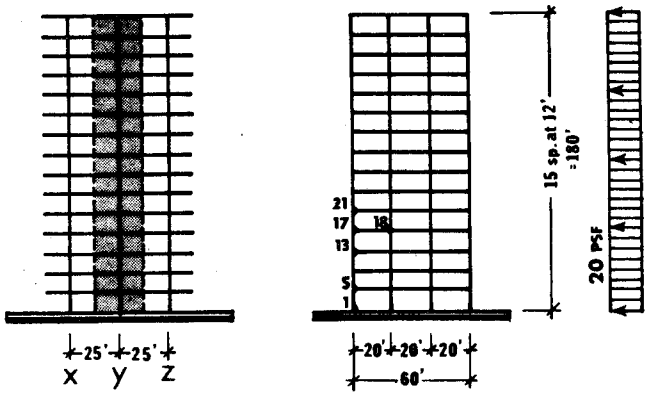


Gbr. 7.46

Pada struktur rangka kaku, panjang efektif atau faktor kekakuan meningkat apabila kekakuan balok menurun, dengan anggapan tidak terjadi perubahan kekakuan kolom. Misalnya untuk kekakuan lentur balok ($\Sigma I_g / \Sigma L_g$) sama dengan kekakuan kolom ($\Sigma I_c / \Sigma L_c$), faktor kekakuan = 2,3 (Gbr. 7.46b). Faktor kekakuan tipikal untuk lantai-lantai bawah suatu bangunan rangka kaku bertingkat tinggi berkisar pada 1,60, yang meningkat sedikit demi sedikit di lantai-lantai atas. Pada umumnya sudah cukup aman apabila digunakan K = 2 sebagai perkiraan awal.

Dalam bangunan rangka yang balok-baloknya disendikan dengan kolom, K pada umumnya lebih besar daripada 2. Menggunakan K = 2,50 sebagai perkiraan awal tidaklah terlalu besar.

Pembahasan yang lalu berlaku pada panjang efektif kolom di sekitar kedua sumbu (y.i. K_x, K_y). Kedua sumbu harus diperiksa. Apabila kolom bebas berayun pada sumbu x tetapi dikekang untuk bergerak secara lateral pada sumbu y, maka pada perkiraan pertama dapat dianggap bahwa sumbu yang lemah menentukan; dalam hal ini: $K_x L/r_x = L/r_y$.



a. TAMPAK FASADE

b. TAMPAK PENAMPANG TIPICAL "y"

Gbr. 7.47

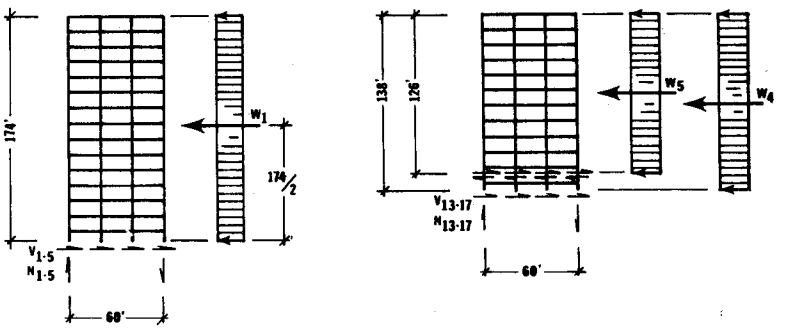
SOAL 7.5

Rangka baja yang diperlihatkan pada Gbr. 7.47b adalah penampang interior tipikal sebuah bangunan berlantai 15. Penampang-penampang ini berjarak 25 kaki satu sama lain. Tekanan angin diperkirakan 20 psf (lihat Gbr. 2.6 untuk harga yang tepat). Beban lantai dan beban hidup masing-masing 80 psf. Berat kolom dianggap sama dengan 14 psf. Untuk rancangan kolom, gunakan pengurangan beban sebesar 20% untuk beban hidup lantai (lihat Bab 2 untuk pengurangan beban hidup). Beban atap dianggap dua pertiga dari beban lantai tipikal. Pengurangan beban hidup untuk rancangan balok diabaikan.

Rancanglah kolom 1–5 dan 3–17 serta balok 17–18 dengan menggunakan baja A36.

A. Analisis

– *Beban angin.* Untuk memperoleh gaya aksial dan geser kolom, *free body* rangka bangunan diambil pada pertengahan (tempat persendian) lantai pertama, keempat, dan kelima seperti tampak pada Gbr. 7.48.



Gbr. 7.48

Tekanan angin total untuk masing-masing *free body* adalah:

$$W_1 = (0{,}02 \times 25)174 = 87 \text{ k}$$
$$W_4 = (0{,}02 \times 25)138 = 69 \text{ k}$$
$$W_5 = (0{,}02 \times 25)126 = 63 \text{ k}$$

Gaya aksial diperoleh dengan mengambil momen di sekitar kolom eksterior pada sisi arah datangnya angin.

$$N_{1\text{-}5}(60) = 87 \left(\frac{174}{2}\right) \qquad N_{1\text{-}5} = 126{,}15 \text{ k}$$

$$N_{13\text{-}17}(60) = 69 \left(\frac{138}{2}\right) \qquad N_{13\text{-}17} = 79{,}35 \text{ k}$$

$$N_{17\text{-}21} = 63 \left(\frac{126}{2}\right) \qquad N_{17\text{-}21} = 66{,}15 \text{ k}$$

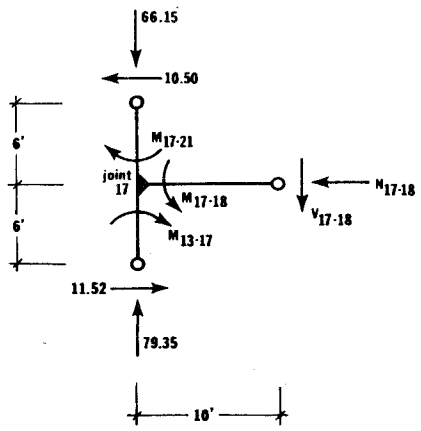
Geser kolom pada masing-masing lantai diperoleh dengan menggunakan persamaan 7.5.

Geser untuk sebuah kolom eksterior tipikal adalah:

$$V_{1\text{-}5} = \frac{W_1 L_1}{2B} = \frac{87 \text{ X } 20}{2 \text{ X } 60} = 14{,}50 \text{ k}$$

$$V_{13\text{-}17} = \frac{69 \text{ X } 20}{2 \text{ X } 60} = 11{,}50 \text{ k}$$

$$V_{17\text{-}21} = \frac{63 \text{ X } 20}{2 \text{ X } 60} = 10{,}50 \text{ k}$$



Gbr. 7.49

Gbr. 7.49 memberikan gaya-gaya geser dan aksial kolom yang diketahui. Dari *free body* ini (simpul 17) gaya-gaya balok dan kolom yang diperlukan dapat diketahui.

Kesetimbangan vertikal menghasilkan geser balok:

$$\Sigma V = 0 = 79{,}35 - 66{,}15 - V_{17\text{-}18} \qquad V_{17\text{-}18} = 13{,}2 \text{ k}$$

Kesetimbangan harizontal menghasilkan gaya aksial pada balok.

$$\Sigma H = 0 = 11{,}52 - 10{,}50 - N_{17\text{-}18} \qquad N_{17\text{-}18} = 1{,}02 \text{ k}$$

Momen-momen dalam batang-batang pada simpul 17 diperoleh dengan mengalikan geser batang yang bekerja pada lokasi sendi yang ditentukan dengan jarak masing-masing terhadap simpul tersebut.

$$M_{13\text{-}17} = 11{,}52(6) = 69{,}12 \text{ ft-k}$$
$$M_{17\text{-}21} = 10{,}50(6) = 63{,}00 \text{ ft-k}$$
$$M_{17\text{-}18} = 13{,}20(10) = 132{,}00 \text{ ft-k}$$
$$M_{1\text{-}5} = 14{,}50(6) = 87{,}00 \text{ ft-k}$$

Periksa, apakah rotasi pada simpul 17 sudah seimbang.

$$\Sigma M = 0 = 69{,}12 + 63{,}00 - 132{,}00 = 0{,}12 \approx 0 \qquad \text{OK}$$

– *Beban gravitasi.* Beban gravitasi total yang dipikul oleh balok 17–18 adalah:

$$w = 80 + 0{,}8(80) + 14 = 158 \text{ psf}$$

Menurut persamaan 7.2, momen lapangan maksimum adalah:

$$w = 0{,}08wL^2 = 0.08(4)20^2 = 128 \text{ ft-k}$$

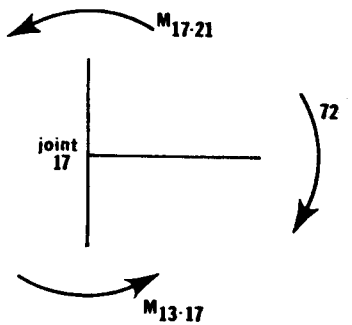
Menurut persamaan 7.3, momen tumpuan maksimum adalah:

$$-M = 0{,}045wL^2 = 0{,}045(4)20^2 = 72 \text{ ft-k}$$

Menurut persamaan 7.4, momen kolom, yang disebabkan oleh momen tumpuan balok, dengan menganggap kekakuan kolom adalah merata, adalah:

$$M_{17\text{-}21} = M_{13\text{-}17} = \frac{72}{2} = 36 \text{ ft-k} \quad \text{(lihat Gbr. 7.50)}$$

$$M_{1\text{-}5} = 36 \text{ ft-k}$$



Gbr. 7.50

Kolom eksterior tipikal harus memikul luas lantai sebagai berikut untuk setiap lantai:

$$A = 25(10) = 250 \text{ ft}^2$$

Beban lantai tipikal dengan beban hidup penuh yang bekerja pada daerah ini adalah:

$$w = 80 + 0{,}8(80) + 14 = 158 \text{ psf}$$

Beban lantai tipikal dengan beban hidup penuh yang bekerja pada daerah ini adalah:

$$w = 80 + 80 + 14 = 174 \text{ psf}$$

Kolom eksterior 1–5 pada lantai pertama harus memikul beban sebagai berikut:

$$N_{1\text{-}5} = 250[0{,}158(14) + (0{,}66)(0{,}158)(1)] = 578{,}00$$
(dengan beban hidup yang diperkecil)
$$N'_{1\text{-}5} = 250[0{,}174(14) + 0{,}66(0{,}174)(1)] = 637{,}75 \text{ k}$$

Demikian pula kolom eksterior 13–17 pada lantai keempat harus memikul:

$$N_{13\text{-}17} = 250[0{,}158(11) + (0{,}66)(0{,}158)(1)] = 461{,}00 \text{ k}$$
$$N'_{13\text{-}17} = 250[0{,}174(11) + 0{,}66(0{,}174)(1)] = 507{,}25 \text{ k}$$

B. Rancangan

Balok 17–18

Beban angin	:	$-M =$ 132,00 ft-k
		$N =$ 1,02k (diabaikan)
Beban gravitasi	:	$M =$ 128,00 ft-k
		$-M =$ 72,00 ft-k
Beban angin + gravitasi	:	$-M =$ 132,00 + 72,00 = 204,00 ft-k

Apabila beban angin bekerja bersama-sama dengan beban gravitasi, persyaratan memperbolehkan peningkatan tegangan yang diizinkan sebesar 33%, setara dengan pengurangan beban sebesar 25%.

$$-M = 204{,}00(0{,}75) = 153 \text{ ft-k}$$

Karena momen beban gabungan lebih besar daripada momen akibat hanya gravitasi, maka hal ini menentukan rancangan balok.

Modulus penampang yang diperlukan adalah:

$$S_{req} = \frac{M}{F_b} = \frac{153,00(12)}{24} = 76,50 \text{ in.}^3$$

Luas penampang dikira-kira:

$$W\ 21\ X\ 44 \quad A = 13,00 \text{ in.}^2, \quad I_x = 843 \text{ in.}^4$$

Kolom 13–17

Beban angin : $N = 79,35$ k
$M = 69,12$ ft-k

Beban gravitasi : $N = 461,00$ k $\quad N' = 507,25$ k
$M = 36,00$ ft-k

Beban angin + gravitasi : $N = 79,35 + 507,25 = 586,60$ k
$M = 69,12 + 36,00 = 105,12$ ft-k

– Rancangan untuk pembebanan gabungan. Tabel-tabel kolom dalam AISC Manual digunakan untuk perancangan. Faktor kekakuan dianggap $K = 2$ dengan anggapan bahwa rangka tidak diperkaku. Faktor lendutan $B_x = 0,185$ ditentukan.

Catatan: Hampir tidak terjadi perubahan besar faktor lendutan; sebagai pembanding, dapat dilihat bagian bawah halaman 3–15, 3–16 pada Manual.

Gaya aksial ekuivalen adalah:

$$P + P' = P + B_x M_x = [586,60 + 0,185(105,12)12]0,75 = 614,98 \text{ k} \qquad (7.10)$$

Untuk panjang kolom efektif $KL = 2(12) = 24$, cobalah:

$$W\ 14\ X\ 127 \quad P_{all} = 587,00\ k, \quad B_x = 0,185$$

– Periksa untuk beban gravitasi

$$P + B_x M_x = 461 + 0,185(36)12 = 540,92 \text{ k} < 587,00 \text{ k}$$

Dengan demikian, kasus beban gabungan menentukan.
Dicoba sebagai ukuran penampang:

$$W\ 14\ X\ 127 \quad I_x = 1480 \text{ in.}^4 \quad A = 37,30 \text{ in.}^2$$

Kolom 1–5

Beban angin : $N = 126,15$ k
$M = 87,00$ ft-k

Beban gravitasi : $N = 578,00$ k $\quad N' = 637,75$ k
$M = 36,00$ ft-k

Beban angin + gravitasi : $N = 126,15 + 637,75 = 763,90$ k

– Rancangan untuk kasus pembebanan gabungan. Lihat AISC Manual halaman 3–15.

$$KL = 2(12) = 24 \text{ ft}$$
$$P + B_x M_x = [763.90 + 0.184(123.00)12]0.75 = 776.61 \text{ k}$$

Coba

$$W\ 14\ X\ 158 \quad P_{all} = 754,00\ k, \quad B_x = 0,184$$

– Periksa beban gravitasi

$$P + B_x M_x = 578,00 + 0,184(36,00)12 = 657,49 \text{ k} < 754,00 \text{ k}$$

Maka kasus pembebanan gabungan menentukan. Pilihlah untuk ukuran penampang:

$$W\ 14\ X\ 158 \quad I_x = 1900 \text{ in.}^4, \quad A = 46.5 \text{ in.}^2$$

Deformasi lateral bangunan rangka kaku

Simpangan total bangunan harus dibatasi untuk menjamin kenyamanan para penghuni dan untuk melindungi sistem-sistem mekanis dan arsitektural. Kisaran simpangan yang dapat diterima adalah antara 0,0016 dan 0,0035 tinggi bangunan, bergantung pada ketinggian bangunan dan besar tekanan angin. The Committee on Wind Bracing of the American Society of Civil Engineers mengharuskan penyimpangan bangunan kurang dari 0,002 kali tinggi bangunan untuk tekanan angin normal.

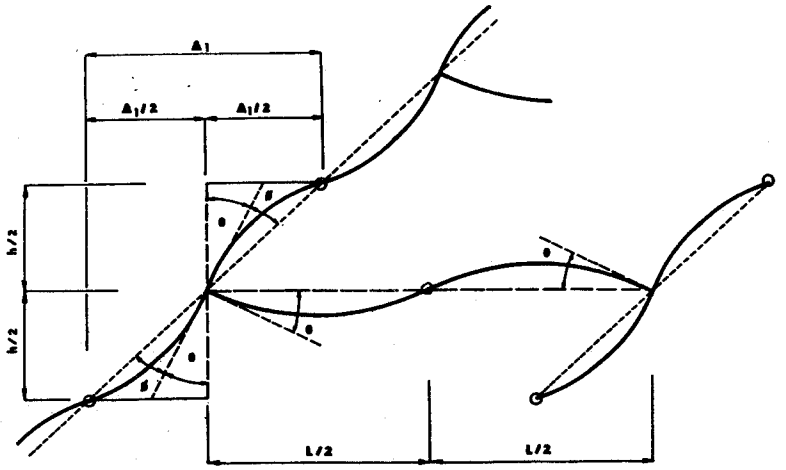
Seperti diperlihatkan pada Gbr. 5.12, penyimpangan lateral pada bangunan rangka kaku disebabkan oleh retak geser yang terjadi akibat melenturnya kolom dan balok serta oleh perlakuan kantilever dari rangka yang kemudian menyebabkan deformasi aksial kolom. Tegangan yang paling tinggi dipikul oleh kolom dan balok eksterior karena terletak paling jauh dari sumbu netral.

Dalam menurunkan rumus untuk simpangan lateral bangunan, kekakuan yang diberikan oleh rangka yang berdekatan beserta bahan pengisi diabaikan. Demikian pula pengurangan kekakuan karena deformasi dan peleset pada simpul tidak dipertimbangkan.

Deformasi lateral rangka kaku karena lentur balok dan kolom

Asumsi dengan menggunakan metode portal dapat digunakan untuk memperoleh pemecahan terhadap masalah simpangan lateral rangka karena retak geser. Gbr. 7.51 menunjukkan keadaan deformasi suatu penampang *trave* tipikal dengan anggapan bahwa simpul sendi terletak di tengah-tengah bentangan balok dan tinggi kolom di mana

ϕ = sudut rotasi karena lentur balok
θ = sudut rotasi karena lentur kolom
Δ_c = defleksi akibat lentur kolom
Δ_g = defleksi akibat lentur balok



Gbr. 7.51

Kaitan antara rotasi balok dan deformasi (Gbr. 7.52b) adalah:

$$\frac{\Delta_g/2}{L/2} = \tan\theta \approx \theta \quad \text{or} \quad \theta = \frac{\Delta_g}{L} \tag{a}$$

Kaitan antara rotasi kolom dengan deformasi (Gbr. 7.52) adalah :

$$\frac{\Delta_c/2}{h/2} = \tan\phi \approx \phi \quad \text{or} \quad \phi = \frac{\Delta_c}{h} \tag{b}$$

Deformasi total dari penampang tipikal adalah:

$$\frac{\Delta_1}{h} = \tan(\theta + \phi) \approx \theta + \phi \tag{c}$$

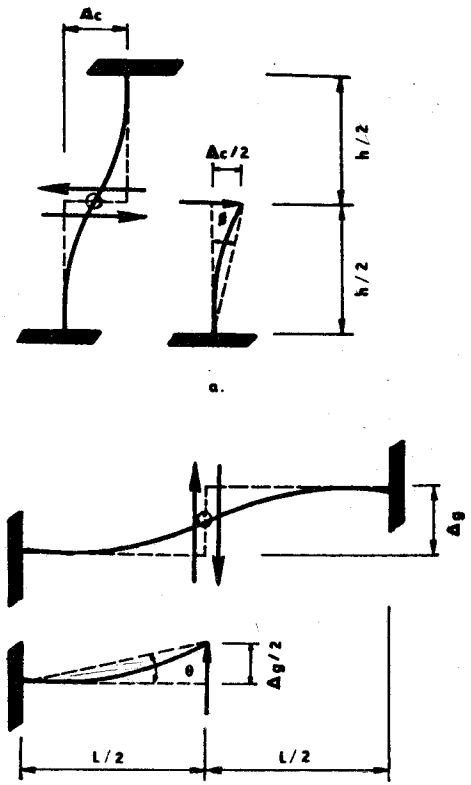
Dengan mengganti persamaan (a) dan (b) ke dalam (c) dihasilkan:

$$\frac{\Delta_1}{h} = \frac{\Delta_g}{L} + \frac{\Delta_t}{h} \tag{d}$$

– *Defleksi karena lentur kolom*

Ayun lateral kolom diperlihatkan pada Gbr. 7.52a. Balok-balok dianggap kaku. Deformasi lateral yang disebabkan oleh geser kolom yang bekerja pada simpul sendi, berdasarkan kantilever sederhana, adalah:

$$\Delta_c = \frac{2V_c(h/2)^3}{3EI_e} = \frac{V_c h^3}{12EI_c} \qquad (7.12)$$



Gbr. 7.52

– Defleksi karena lentur balok.

Dengan menganggap bahwa kolom kaku tak terhingga, maka defleksi suatu kantilever sederhana yang disebabkan oleh geser balok di tengah bentangan akan menghasilkan:

$$\Delta_g = 2\,\frac{V_g(L/2)^3}{3EI_g} = \frac{V_g L^3}{12EI_g} \qquad (7.13)$$

Dengan mengganti persamaan 7.12 dan 7.13 pada persamaan (d) akan diperoleh:

$$\frac{\Delta_1}{h} = \frac{V_g L^3}{12EI_g L} + \frac{V_g h^3}{12EI_g h}$$

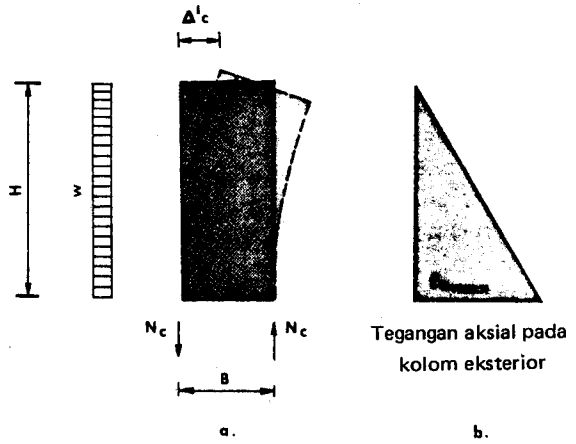
Dianggap bahwa rasio Δ_1/h dari setiap lantai bangunan adalah konstan. Akan tetapi, hal ini tidak berlaku pada zone transisi dari dasar bangunan yang tetap ke sudut-sudut konstan defleksi penampang. Apabila pengaruh zone dasar berdasarkan anggapan berikut ini diabaikan, maka rasio antara simpangan lantai dengan tinggi lantai ke lantai akan sama dengan rasio ayun bangunan $\Delta_{1\max}$ terhadap tinggi bangunan H. Karena I_g dan I_c dari lantai dasar lebih besar daripada lantai-lantai di atas lantai ketiga atau keempat, maka rasio V_c/I_c dan V_g/I_g diambil dari lantai-lantai atas dan digunakan dalam persamaan 7.14.

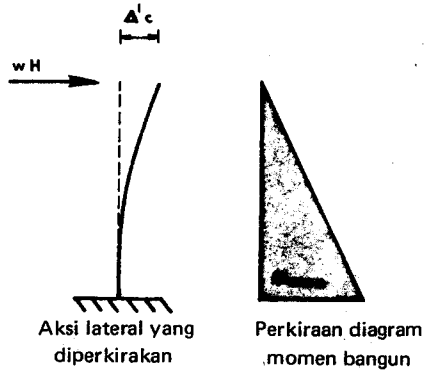
$$\frac{\Delta_1}{h} = \frac{\Delta_{1\max}}{H} = \frac{V_g L^2}{12EI_g} + \frac{V_c h^2}{12EI_c}$$

$$\Delta_{1\max} = \frac{V_g L^2 H}{12EI_g} + \frac{V_c h^2 H}{12EI_c} \qquad (7.14)$$

Deformasi rangka kaku karena deformasi aksial kolom

Karena bila semakin dekat ke tanah, gaya gravitasi meningkat secara linear, maka luas kolom juga akan bertambah secara proporsional. Dengan kata lain, tegangan angin pada kolom dapat dianggap meningkat secara linear mulai nol di bagian atas struktur dan maksimum di bagian dasar. Maka resultan tekanan angin, dengan anggapan bahwa tekanan angin bekerja secara merata pada bagian atas bangunan, menyebabkan peningkatan tegangan kolom aksial secara linear.





Gbr. 7.53

Deformasi maksimum kantilever akibat beban tunggal (Gbr. 7.53c) adalah:

$$\Delta'_c = \frac{(wH)H^3}{3EI_B} = \frac{wH^4}{3EI_B} = \frac{M_{max}H^2}{3EI_B} \qquad \text{(a)}$$

di mana momen maksimum di bagian dasar adalah:

$$M_{max} = wH(H) = wH^2$$

Tegangan angin maksimum pada kolom eksterior untuk rangka yang simetris adalah:

$$f_{max} = \frac{M_{max}\,(B/2)}{I_B} \quad \text{atau} \quad M_{max} = \frac{2f_{max}\,B}{B} \qquad \text{(b)}$$

Dengan mengganti persamaan (b) ke (a) dihasilkan:

$$\Delta'_c = \frac{2f_{max}H^2}{3EB}$$

Tegangan aksial maksimum pada dasar bangunan yang disebabkan oleh angin adalah:

$$f_{max} = \frac{N_c}{A_c}$$

Maka deformasi lateral yang disebabkan oleh aksi gaya aksial adalah:

$$\Delta'_c = \frac{2N_cH^2}{3EA_cB}$$

Ayun bangunan total

Perkiraan defleksi total untuk bangunan rangka kaku adalah jumlah deformasi yang terjadi karena retak geser dan aksi kantilever.

$$\Delta_{max} = \Delta_c + \Delta_g + \Delta_c'$$

$$\Delta_{max} = \frac{HV_c h^2}{12EI_c} + \frac{HV_g L^2}{12EI_g} + \frac{2N_c H^2}{3EA_c B} \qquad (7.16)$$

di mana

N_c = gaya angin aksial pada kolom eksterior di dasar bangunan
V_c/I_c = geser angin kolom/inersia kolom di sekitar sumbu lentur
E = modulus kenyal
V_g/I_g = geser angin balok/inersia balok di sekitar sumbu x; rasio diambil sama dengan V_c/I_c
H = tinggi rangka bangunan
h = tinggi lantai ke lantai tipikal
B = lebar rangka di bagian dasar
L = bentangan balok

SOAL 7.6

Tentukanlah perkiraan ayun lateral bangunan rangka kaku dari Soal 7.5 apabila diketahui sbb.:

V_c = 11,50 k V_g = 13,2 k N_c = 126,15 k I_c = 1480 in.^{4}
I_g = 843 in.^{4} A_c = 46,5 in.^{2} h = 12 ft H = 180 ft
L = 20 ft B = 60 ft E = 29.000 ksi

Menurut persamaan 7.16, ayun maksimum bangunan adalah:

$$\Delta_{max} = 180 \left[\frac{11{,}5\,(12 \times 12)^2}{12(29.000)1480} + \frac{13{,}20\,(20 \times 12)^2}{12(29.000)\,843} + \frac{2(126{,}15)180}{3(29.000)46{,}5(60)} \right]$$

$$= 180[0{,}463 \times 10^{-3} + 2{,}60 \times 10^{-3} + 0{,}187 \times 10^{-3}]$$

$$\Delta_{max} = 180(3{,}25)10^{-3} = 0{,}585 \text{ ft} = 7{,}02 \text{ in.}$$

Ayun maksimum yang disarankan:

$$\Delta_{max\,all} = 0{,}002H = 0{,}002(180)12 = 4{,}32 \text{ in.} < 7{,}02 \text{ in.}$$

Rangka ini terlalu banyak mengayun; kekauan lentur dari balok di bagian bawah bangunan harus ditingkatkan.

Persentase geser ayun total yang disebabkan oleh komponen defleksi individual adalah sebagai berikut:

lentur kolom:

$[(0{,}463 \times 10^{-3})/(3{,}250 \times 10^{-3})]\,100 = 14{,}25\%$

lentur balok:

$[(2.6 \times 10^{-3})/(3.250 \times 10^{-3})]\,100 = 80{,}00\%$

total untuk retak geser $= 94{,}25\%$

deformasi aksial kolom:

$[(0{,}187 \times 10^{-3})/(3.250 \times 10^{-3})]\,100 = 5{,}75\%$

Dengan demikian maka ayun lateral bangunan terutama disebabkan oleh retak rangka. Selanjutnya terlihat jelas bahwa kekakuan balok rangka sangat menentukan dalam mengendalikan deformasi lateral bangunan rangka kaku!

STRUKTUR RANGKA KAKU-DINDING GESER

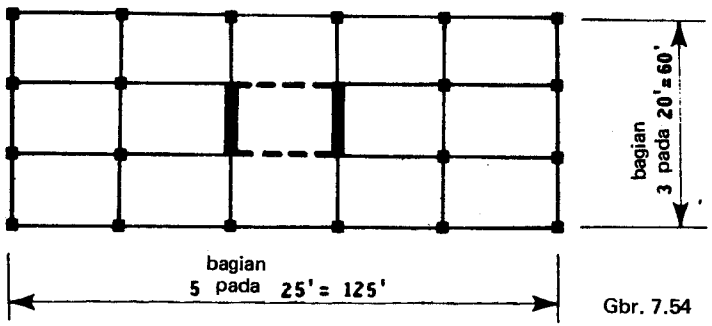
Interaksi antara rangka kaku dan struktur dinding geser akan ditelaah pada soal berikut. *Mode* perilaku individual dari kedua sistem struktur ini (Gbr. 5.17) digunakan untuk mencari porsi dari tekanan lateral yang diserap oleh masing-masing sistem.

SOAL 7.7

Bangunan rangka kaku berlantai 15 dalam Soal 7.5 diperkaku oleh dua dinding inti beton dengan tebal 12 inci. Kuat tekan beton adalah f'_c = 4000 psi dan modulus kenyal elastisitas adalah E = 3600 psi. Tentukanlah persentase gaya angin yang dipikul oleh masing-masing sistem struktur.

Dengan menganggap bahwa angin hanya ditahan oleh rangka kaku, maka beban sebesar ini akan dipikul oleh sebuah rangka:

$$W = 25(180)(0{,}02) = 90 \text{ k}$$



Gbr. 7.54

Defleksi maksimum dari rangka kaku di bagian atas bangunan menurut Soal 7.6 adalah:

$$\Delta_f = 7{,}02 \text{ in.}$$

Maka kekakuan fleksur (Gbr. 4.7) rangka adalah:

$$k_f = \frac{P}{\Delta_f} = \frac{90}{7{,}02} = 12{,}82 \text{ k/in.}$$

Dengan menganggap bahwa angin ditahan hanya oleh dinding beton, satu dinding menahan beban sebagai berikut:

$$W = \frac{180(125)0{,}02}{2} = 225 \text{ k}$$

Apabila salah satu dinding berlaku sebagai kantilever (Gbr. 5.17b) dan bentuknya tidak berubah ketika melentur, maka defleksi maksimum adalah:

$$\Delta_w = \frac{WH^3}{8EI} = \frac{225(180 \text{ X } 12)^3}{8(3600)[12(20 \text{ X } 12)^3/12]} = 5{,}70 \text{ in.}$$

Kekakuan fleksur dinding adalah:

$$k_w = \frac{P}{\Delta_w} = \frac{225}{5{,}70} = 39{,}47 \text{ k/in.}$$

Faktor kekakuan untuk rangka dan dinding merupakan konstanta karena pembebanan dan defleksi dianggap berbanding lurus satu sama lainnya sehingga tidak bergantung pada aksi beban yang sebenarnya pada rangka dan dinding.

Kekakuan total bangunan yang diberikan oleh dua dinding dan empat rangka adalah:

$$\Sigma k_w + \Sigma k_f = 2(39{,}47) + 4(12{,}82)$$
$$= 78{,}94 + 51{,}28 = 130{,}22 \text{ k/in.}$$

Maka persentase beban yang dipikul oleh dinding, dengan menganggap bahwa terjadi aksi diafragma kaku oleh struktur lantai, adalah:

$$\frac{\Sigma k_w}{\Sigma k_{c_1} + \Sigma k}(100) = \frac{78.94}{100,00}(100) = 60.62\%$$

Jadi 60,62% dari beban angin total dipikul oleh dinding geser inti, dan hanya 39,38% oleh keempat rangka. Pada umumnya dinding jauh lebih kaku dibandingkan dengan rangka kaku, dan memikul bagian beban lateral yang jauh lebih besar seperti telah dibuktikan di atas.

STRUKTUR VIERENDEEL

Bangunan kantilever yang menahan tekanan horizontal yang konstan (Gbr. 7.55b) berlaku serupa dengan balok yang memikul beban vertikal merata (Gbr. 7.55a).

Pengakuan balok kantilever pada kemiringan nol (y.i. $L/2$) dari balok ditumpu sederhana yang melendut (Gbr. 7.55a) menghasilkan deformasi kantilever sebesar lendutan lapangan maksimum dari balok tersebut.

$$\Delta_{max} = \Delta_2 - \Delta_1$$

$$\Delta_{max} = \frac{(wL/2)(L/2)^3}{3EI} - \frac{w(L/2)^4}{8EI}$$

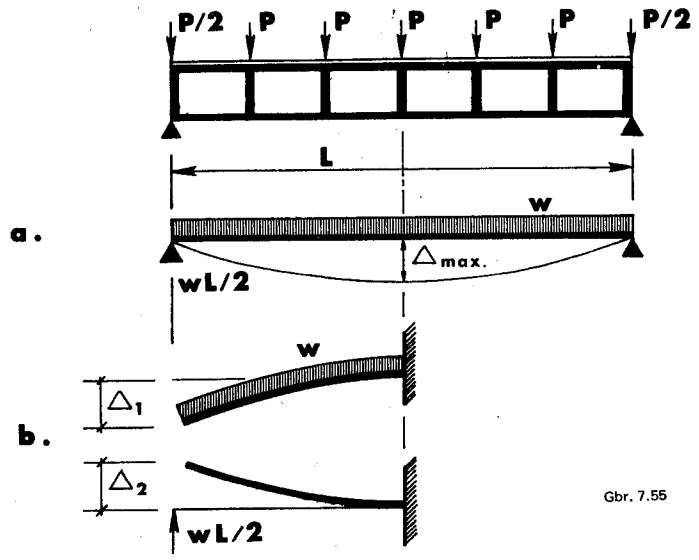
$$\Delta_{max} = \frac{8wL^4}{384EI} - \frac{3wL^4}{384EI}$$

$$\Delta_{max} = \frac{5wL^4}{384EI}$$

Dengan demikian balok Vierendeel yang diberi beban gaya gravitasi simetris berlaku analog dengan rangka kantilever kaku yang memikul gaya lateral. Jadi, metode portal dapat diterapkan dengan anggapan bahwa terbentuk sendi di tengah-tengah kolom dan tengah-tengah bentangan balok di setiap *trave* dari rangka Vierendeel.

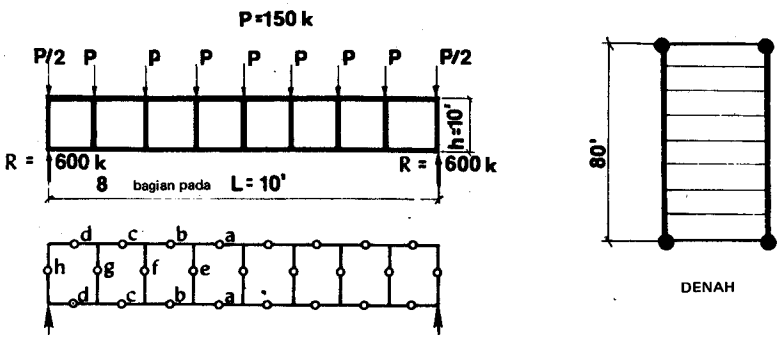
SOAL 7.8

Sebuah bangunan berlantai tiga ditunjang oleh rangka fasade sejajar seperti terlihat pada Gbr. 7.56. Tentukanlah diagram geser, aksial, dan momen untuk rangka, dan hitunglah ukuran batang. Beban dianggap bekerja hanya di bagian atas bangunan. Hanya beban gravitasi yang dipertimbangkan.



Gbr. 7.55

Dengan menggunakan metode portal, titik-titik momen = no. (y.i. sendi) dianggap berada di tengah-tengah kolom dan tengah-tengah bentangan *trave* seperti diperlihatkan pada Gbr. 7.56. Karena simetri pembebanan dan geometri, hanya separuh rangka yang dihitung.



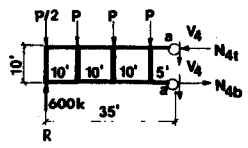
Gbr. 7.56

A. Analisis gaya geser dan aksial untuk bagian atas dan bawah

Free body ditentukan dengan memotong rangka di tengah-tengah batang sehingga hanya terdapat gaya-gaya geser dan aksial.

Kesetimbangan rotasi di sekitar simpul menghasilkan gaya batang aksial (Gbr. 7.57):

$$\Sigma M_a = 0 = 600(35) - 75(35) - 150(25) - 150(15) - 150(5) - 10N_{4t}$$



Gbr. 7.57

Kesetimbangan horizontal menghasilkan gaya aksial di dalam batang bawah:

$$\Sigma H = 0 = 600 - 75 - 3(150) - 2V_4 \qquad V_4 = 37{,}5 \text{ k}$$

Kesetimbangan vertikal menghasilkan gaya geser batang.

$$\Sigma H = 0 = N_{4b} - 1162{,}5 \qquad N_{4b} = 1162{,}5 \text{ k (T)}$$

Kesetimbangan vertikal menghasilkan gaya geser batang.

$$\Sigma V = 0 = 600 - 75 - 3(150) - 2V_4 = 37{,}5 \text{ k}$$

Proses yang sama digunakan untuk menentukan gaya-gaya geser dan aksial pada batang-batang lainnya (Gbr. 7.58).

$$\Sigma M_b = 0 = 600(25) - 75(25) - 150(15) - 150(5) - 10N_{3t}$$

$N_{3t} = 1012$ k (C)

$\Sigma H = 0 = N_{3b} - 1012 \qquad N_{3b} = 1012$ k (T)

$\Sigma V = 0 = 600 - 75 - 2(150) - 2V_3 \qquad V_3 = 112{,}5$ k

$\Sigma M_c = 0 = 600(15) - 75(15) - 150(5) - 10N_{2t}$

$N_{2t} = 712{,}5$ k (C)

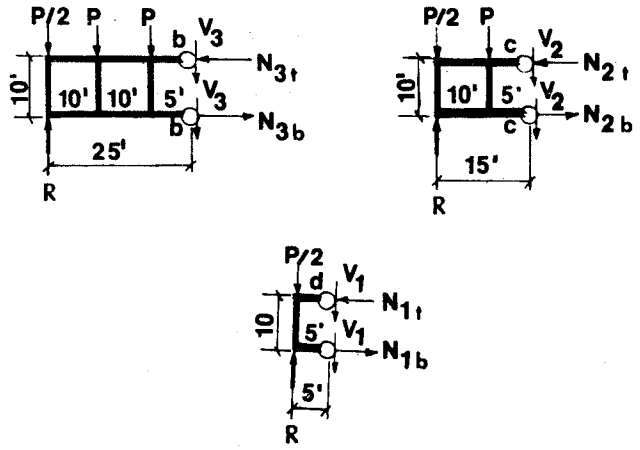
$\Sigma H = 0 = N_{2b} - 712.5 \qquad N_{2b} = 712.5$ k (T)

$\Sigma V = 0 = 600 - 75 - 150 - 2V_2 \qquad V_2 = 187{,}5$ k

$\Sigma M_d = 0 = 600(5) - 75(5) - 10N_{1t} \qquad N_{1t} = 262{,}5$ k (C)

$\Sigma H = 0 = N_{1b} - 262{,}5 \qquad N_{1b} = 262{,}5$ k (T)

$\Sigma V = 0 = 600 - 75 - 2V_1 \qquad V_1 = 262{,}5$ k

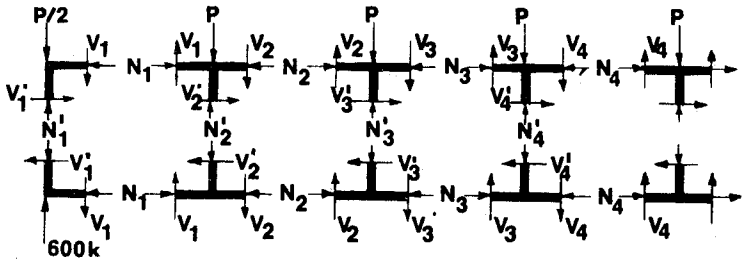


Gbr. 7.58

B. Analisis gaya-gaya dan aksial pada kolom dan momen lentur pada batang dan kolom

Rangka dibagi menjadi *free body* seperti pada Gbr. 7.59 untuk memperoleh gaya-gaya dalam yang tidak diketahui. Masing-masing batang dipotong di tempat-tempat yang dianggap sendi.

Gaya-gaya dalam yang tidak diketahui, diperlihatkan pada *free body* Gbr. 7.60, dipecahkan dengan menggunakan gaya-gaya batang internal yang telah diketahui sebelumnya.



Gbr. 7.59

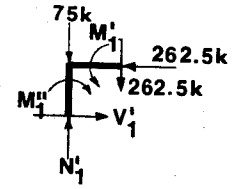
Kesetimbangan horizontal menghasilkan geser kolom sebesar:

$$\Sigma H = 0 = 262{,}5 - V_1' \qquad V_1' = 262{,}5 \text{ k}$$

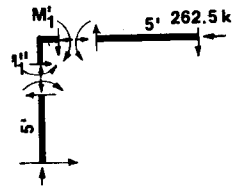
Kesetimbangan vertikal menghasilkan gaya aksial kolom:

$$\Sigma V = 0 = 75 + 262{,}5 - N_1' = 337{,}5 \text{ k}$$

Momen maksimum pada perpotongan antara batang dan kolom dapat diketahui dengan kesetimbangan rotasi pada titik tersebut (Gbr. 7.61):



Gbr. 7.60



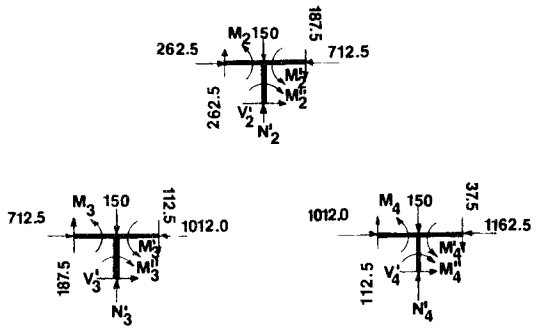
Gbr. 7.61

$$M_1' = V_1(5) = 262{,}5(5) = 1312{,}5 \text{ ft-k}$$
$$M_1'' = V_1'(5) = 262{,}5(5) = 1312{,}5 \text{ ft-k}$$

Agar cocok, diperiksa terpisah dengan menentukan kesetimbangan rotasi simpul:

$$\Sigma M = 0 = 1312{,}5 - 1312{,}5 = 0 \qquad \text{OK}$$

Cara yang sama dilakukan terhadap *free body* lainnya. Arah gaya-gaya dinyatakan pada *free body* (Gbr. 7.62).



Gbr. 7.62

$\Sigma H = 0 = 712{,}5 - 262{,}5 - V'_2 \qquad V'_2 = 450$ k

$\Sigma V = 0 = 150 + 187{,}5 - 262{,}5 - N'_2 \qquad N'_2 = 75$ k

$M_2 = 262{,}5(5) = 1312{,}5$ ft-k

$M'_2 = 187{,}5(5) = 937{,}5$ ft-k

$M''_2 = 450(5) = 2250$ ft-k

Periksa: $\Sigma M = -937{,}5 - 1312{,}5 + 2250 = 0$ OK

$\Sigma H = 0 = 1012 - 712{,}5 - V'_3 \qquad V'_3 = 300$ k

$\Sigma V = 0 = 150 + 112{,}5 - 187{,}5 - N'_3 \qquad N'_3 = 75$ k

$M_3 = 187{,}5(5) = 937{,}5$ ft-k

$M'_3 = 112{,}5(5) = 562{,}5$ ft-k

$M''_3 = 300(5) = 1500$ ft-k

Periksa: $\Sigma M = 1500 - 562{,}5 - 937{,}5 = 0$ OK

$\Sigma H = 0 = 1162{,}5 - 1012 - V'_4 \qquad V'_4 = 150$ k

$\Sigma V = 0 = 150 + 37{,}5 - 112{,}5 - N'_4 \qquad N'_4 = 75$ k

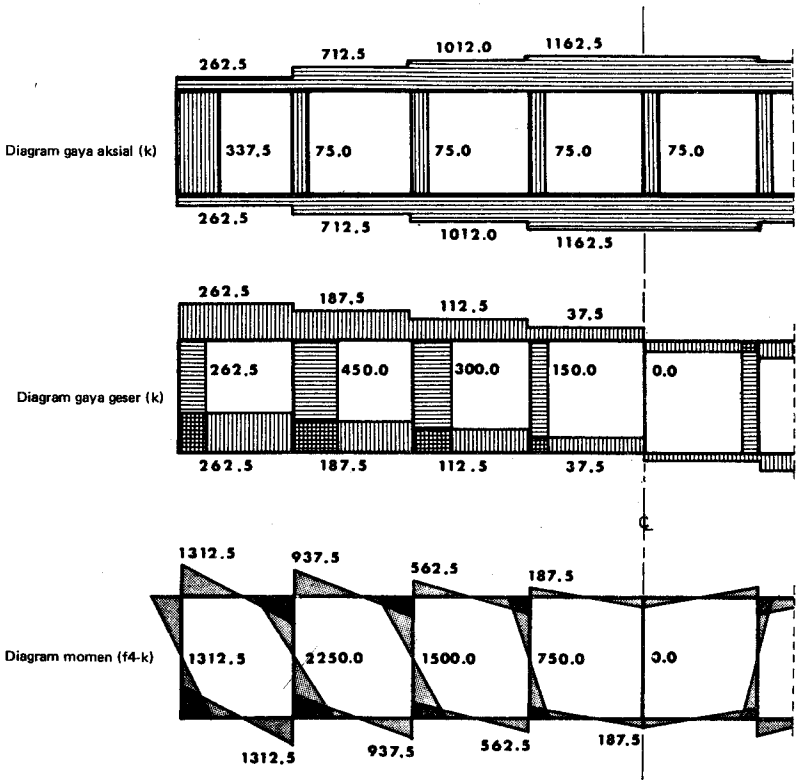
$M_4 = 112{,}5(5) = 562{,}5$ ft-k

$M'_4 = 37{,}5(5) = 187{,}5$ ft-k

$M''_4 = 150(5) = 750$ ft-k

Periksa: $\Sigma M = 750 - 562{,}5 - 187{,}5 = 0$ OK

Aliran gaya melalui rangka Vierendeel diperlihatkan pada Gbr. 7.63.



Gbr. 7.63: Diagram-diagram gaya

C. Rancangan Taksiran Batang-batang Kritis

Baja A36 dipilih dengan tegangan lentur izin sebesar Fb = 24 ksi dan tidak ada pengurangan tegangan akibat ketiadaan penunjangan lateral. Tegangan tekan izin bergantung pada rasio keramping-

an kolom yang memiliki tegangan izin maksimum sebesar Fa = 24 ksi. Karena kekakuan rotasi yang tinggi dari batas-batasnya, dengan efek ayun kolom sedang diabaikan, maka tegangan izin Fa = 20 ksi digunakan sebagai rancangan taksiran untuk kolom balok adalah:

$$A = \frac{1}{F_a}(P + 2M/d) \qquad (7.11)$$

Pertama-tama serat atas – perhatikan bahwa serat atas lebih kritis daripada serat bawah karena berada dalam keadaan tekan, bukan tarik.

Penampang W14 x 426 diambil dengan d = 18 in.
di tengah batang :

$$A = \frac{1}{20}(1162{,}5 + 187{,}5(12)2/18) = 70{,}6 \text{ in.}^2$$

di tumpuan :

$$A = \frac{1}{20}(712{,}5 + 1312{,}5(12)2/18) = 123 \text{ in.}^2 > 70{,}6 \text{ in.}^2$$

Batang W14 x 426 memenuhi luas yang diperlukan; penampang yang lebih tinggi akan mempunyai berat yang lebih kecil.

Perhatikan bahwa ketakseimbangan tegangan dapat diperbaiki dengan memperbesar ukuran *trave* seperti diperlihatkan pada Gambar 7.64. Hal ini menyebabkan serat tengah memanjang dan serat bawah memendek.

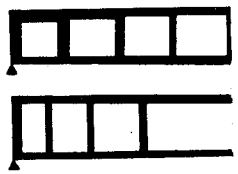
Periksalah kolom-kolom rangka yang kritis dengan anggapan d = 18 in.
di kolom ujung:

$$A = \frac{1}{20}(337{,}5 + 1312{,}5(12)2/18) = 105 \text{ in.}^2$$

berikutnya (setelah kolom ujung):

$$A = \frac{1}{20}(75 + 2250(12)2/18) = 154 \text{ in.}^2 > 105 \text{ in.}^2$$

Perhatikan bahwa ukuran kolom akan jauh lebih seimbang apabila geometri (ukuran) *trave* mengecil semakin mendekati tumpuan; artinya dampak momen terhadap kolom semakin berkurang (Gbr. 7.64).



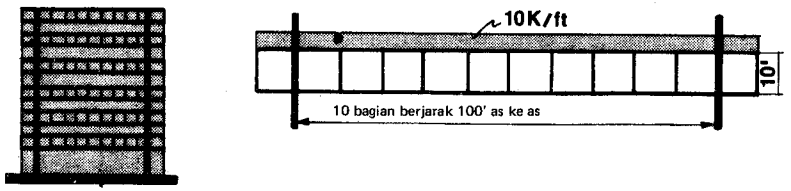
Gbr. 7.64

Gambar 7.64 memperlihatkan bahwa untuk jarak *trave* yang konstan, serat atas dan batang kolom akan bertambah ukurannya semakin mendekati tumpuan, sedangkan apabila ukuran *trave* semakin mengecil, serat atas dan batang kolom cenderung sama ukurannya.

SOAL 7.9

Buatlah taksiran rancangan untuk serat atas sebuah rangka Vierendeel sebuah sistem bangunan interspasial pada Gambar 7.65. Rangka-rangka tersebut berjarak 20 kaki satu sama lain. Rangka tipikal memikul beban gravitasi sebesar 10 k/ft (beban termasuk serat atas dan bawah). Tinggi rangka adalah 10 kaki. Rangka tersebut dibagi menjadi 10 *trave*, masing-masing dengan lebar 10 kaki.

Gbr. 7.65



Dianggap bahwa tegangan serat atas yang kritis terjadi di tengah-tengah bentangan rangka. Tahanan yang diberikan oleh kolom bangunan menerus yang berat dan kantilever akan menyebabkan terjadinya tarik pada serat atas dan tekan pada serat bawah yang berdekatan dengan tumpuan, berlainan dengan Soal 7.8. Hal ini akan menguntungkan bila dikaitkan dengan perancangan serat atas ujung. Sebaliknya, akibat tahanan, lokasi sendi tidak lagi di tengah-tengah *trave* pertama dan bergerak menjauhi tumpuan. Karena perubahan lokasi sendi, momen di serat ujung menjadi bertambah, berlainan dengan Soal 7.8.

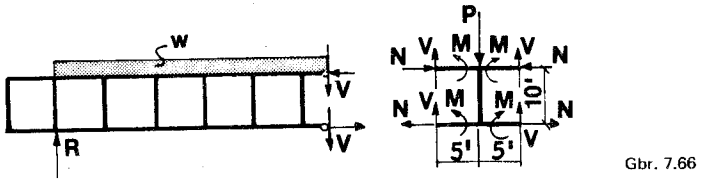
Guna penaksiran yang segera, dianggap bahwa rangka tersebut ditumpu sederhana dengan tegangan serat maksimum di tengah bentangan.

Momen maksimum untuk balok ditumpu sederhana dengan beban merata adalah:

$$M_{\max} = \frac{wL^2}{8} = \frac{10(100)^2}{8} = 12.500 \text{ ft-k}$$

Dengan beranggapan bahwa momen yang harus dipikul oleh kopel internal adalah sama dengan gaya aksial pada serat atas dan bawah, maka:

$$12.500 = N(10) \qquad N = 1250 \text{ k}$$



Gbr. 7.66

Pendekatan ini konservatif karena momen diambil di tengah bentangan, bukan pada lokasi sendi yang diperkirakan. Beban merata diganti oleh resultan P, seperti pada Gambar 7.66.

$$P = 10(10) = 100 \text{ k}$$

Kesetimbangan vertikal menghasilkan gaya geser:

$$\Sigma V = 0 = 100 - 4V \qquad V = \frac{100}{4} = 25 \text{ k}$$

Momen yang dihasilkan oleh geser pada serat tengah adalah:

$$M = 25(5) = 125 \text{ ft-k}$$

Serat atas harus dirancang untuk menahan gaya aksial sebesar N = 1250 k dan momen sebesar M = 125 ft – k. Untuk rancangan taksiran suatu balok kolom, acuan Soal 7.8. Dengan mencoba baja A36 dengan penampang W14 dan tinggi 16 in. akan dihasilkan:

$$A = \frac{1}{F_a}(P + 2M/d) = \frac{1}{20}(1250 + 2(125)12/16) = 72 \text{ in.}^2$$

Cobalah W14 x 246

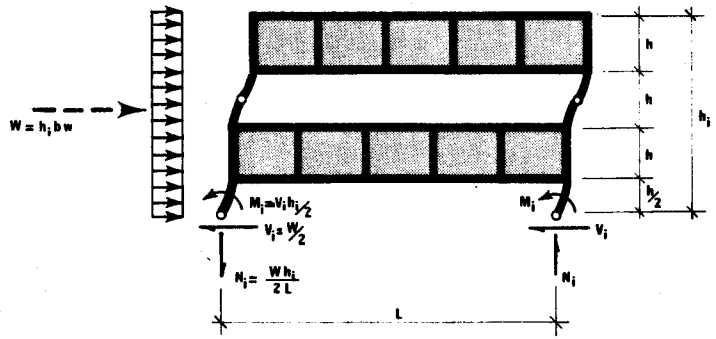
Dalam hal ini, tambahan tinggi balok tidak akan menghasilkan penampang yang lebih ringan karena besaran momen relatif kecil.

SOAL 7.10

Tentukanlah gaya-gaya akibat angin pada kolom fasade sebuah bentangan pada suatu bangunan interspasial.

Rangka-rangka Vierendeel dengan tinggi satu lantai dapat dianggap kokoh tak terhingga untuk maksud penaksiran. Berlainan dengan perilaku rangka kaku, balok-balok ini tidak akan retak; hanya bagian tengah kolom-kolom lantai tanpa rangka yang berlaku demikian (Gbr. 5.14a).

Gaya-gaya pada kolom serpa perilakunya seperti yang terdapat pada rangka kaku (misalnya pada Soal 7.4), gaya-gaya untuk sebuah lantai tipikal terlihat pada Gambar 7.67. Apabila prinsip *staggered truss* diterapkan pada bangunan pada Gambar 7.67, maka kolom-kolom tidak akan retak sehingga tidak perlu menahan momen; kolom-kolom tersebut hanya perlu memikul gaya aksial yang terlihat pada gambar.



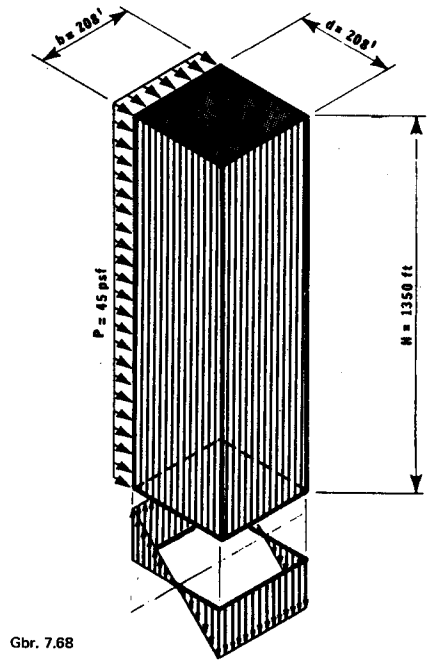
Gbr. 7.67

STRUKTUR TABUNG KOSONG

World Trade Center di New York City dipilih untuk soal berikut ini untuk memberi contoh tentang perilaku suatu struktur bangunan tabung ketika dibebani aksi lateral.

SOAL 7.11

Salah satu menara World Trade Center (208 x 208 kaki) dapat dipandang sebagai balok kotak raksasa yang mengantilever 1350 kaki dari tanah. Bungkus dinding fasade diperkaku secara lateral oleh struktur lantai komposit yang bekerja sebagai diafragma yang mengikat lantai eksterior ke inti pusat. Dinding Vierendeel disambung secara kaku satu sama lain pada ujung-ujungnya, yang selanjutnya diperkaku pula oleh sistem rangka lantai dua arah yang menerus. Dengan demikian, *shear lag* di derah ujung dikurangi sehingga minimum.

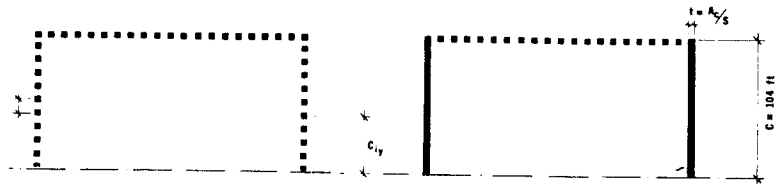


Gbr. 7.68

Dalam analisis berikut ini dianggap bahwa hanya bungkus kolom eksterior yang menahan gaya-gaya lateral. Selanjutnya, akan kita abaikan semua *shear lag* pada perpotongan dinding

web yang menyerap geser dan dinding flens yang menahan gaya aksial (Gbr. 7.68).

Kolom-kolom pada lantai dasar berjarak 10 kaki satu sama lain. Luas penampang kolom kotak tipikal (27 x 32 inci) dianggap $A_c = 408$ in^2. Terdapat n = 19 buah kolom pada dinding yang terletak tegaklurus arah angin (y.i. flens kotak pada Gbr. 7.69).



a. b.

Gbr. 7.69

Untuk rancangan sesungguhnya dari bangunan, digunakan tekanan angin sebesar 55 psf di bagian dengan tinggi lebih dari 100 kaki dan 45 psf untuk sisa bangunan. Dengan mempertimbangkan hanya 45 psf untuk seluruh ketinggian bangunan, akan dihasilkan momen maksimum pada tabung terkantilever pada lantai dasar sebesar:

$$M = \frac{0{,}045(208)1350^2}{2} = 8.529.300 \text{ f}_t\text{-k}$$

Inersia kolom di sekitar sumbu netral bangunan adalah :

$$I = \Sigma A_{ic} C_{iy}^2 \qquad \text{(a)}$$

di mana A_{ic} = luas penampang kolom i
C_{iy} jarak dari kolom i ke sumbu netral.

Apabila semua kolom dianggap mempunyai luas penampang yang sama pada lantai tertentu (y.i. tidak berlaku untuk kolom sudut), maka dari persamaan (a) kita mempunyai:

$$I = A_c \Sigma C_{iy}^2 \qquad \text{(b)}$$

Persamaan (b) kurang memadai untuk inersia kolom web, karena itu dianggap bahwa luas dinding web yang ekuivalen dapat digunakan. Luas kolom A_c didistribusi di antara kolom-kolom di sebelahnya yang berjarak s sepanjang lebar dinding ekuivalen t (Gbr. 7.69b):

$$A_c = s(t) \quad \text{or} \quad t = \frac{A_c}{s}$$

Dengan demikian inersia dinding web bangunan adalah:

$$I_w = 2\,\frac{t(2c)^2}{12} = 2\,\frac{2c^2 A_c}{3s} \qquad \text{(c)}$$

Inersia tabung bangunan menurut persamaan (b) dan (c) adalah:

$$I = 2(A_c)nc^2 + 2\,\frac{2c^3 A_c}{3s} \quad \text{or} \quad I = 2A_c c^2 (n + \frac{d}{3s}) \qquad (7.17)$$

di mana n adalah jarak kolom pada sisi datangnya arah angin tanpa menyertakan kolom-kolom sudut (Gbr. 7.69b).
Misalnya:

$A_c = 408$ in.$^2 = 2{,}83$ f$_t^2$, $c = d/2 = 104$ f$_t$.

$n = 19$, dan $s = 10$ f$_t$.

Maka inersia bangunan adalah:

$$I = 2(2{,}83)104^2\,(19 + \frac{208}{3(10)}) = 1.587.601 \text{ f}_t^4$$

Tegangan tekan maksimum yang dialami kolom pada sisi yang membelakangi arah datangnya angin adalah:

$$f_{max} = \frac{M_C}{I} = \frac{8.529.300(104)}{1.587.601(12)^2} = 3{,}88 \text{ ksi}$$

Ini menghasilkan gaya aksial untuk suatu kolom tipikal di lantai dasar sebesar:

$$N_C = f(A_C) = 3{,}88(408) = 1583 \text{ k}$$

Dengan mengabaikan dinding-dinding web dan menganggap dinding flens memikul seluruh rotasi angin, jelas akan dihasilkan gaya aksial yang lebih besar:

$$N_C = \frac{M}{(n + 2)d} = \frac{8.529.300}{(19 + 2)208} = 1953 \text{ k}$$

Hal ini menunjukkan bahwa 20% momen dipikul oleh diafragma web yang sejajar dengan aksi angin.

Deformasi maksimum suatu balok kantilever yang memikul beban merata adalah $\Delta = wl^4/8EI$. Akan tetapi, inersia tabung bangunan tidaklah konstan; jumlahnya semakin mengecil dengan mengecilnya luas kolom (A_C pada persamaan 7.17). Untuk maksud penaksiran, dianggap bahwa luas kolom meningkat dari nol di bagian atas hingga maksimum di bagian dasar. Maka ayunan maksimum bangunan adalah:

$$\Delta = \frac{wH^4}{2EI} = \frac{0{,}045(208)1350^4}{2(29.000)12^2(1.587.601)} = 2{,}35 \text{ f}_t$$

Penyimpangan lateral ini tidak sebesar nilai yang maksimum diperbolehkan.

$$0{,}002\,H = 0{,}02(1350) = 2{,}70 \text{ f}_t$$

Akan lebih realistis untuk mengetahui simpangan lateral tabung dengan menggunakan persamaan 7.15 di mana tegangan kolom maksimum f_{max} pada dasar bangunan dianggap ditimbulkan oleh gaya angin resultan yang berada di bagian atas bangunan. Dengan demikian, momen hipotetis adalah dua kali yang sesungguhnya, yaitu:

$$f_{max} = 2(3{,}88) = 7{,}76 \text{ ksi}$$

$$= \frac{2f_{max}H^2}{3EB} = \frac{2(7{,}76)1350^2}{3(29.000)208} = 1.56 \text{ f}_t$$

Nilai ini persis dua pertiga hasil yang diperoleh dari pendekatan yang lebih konservatif.

Analisis penyimpangan bangunan tidak dapat lebih dari sekadar perkiraan kasar. *Shear lag* diabaikan, dan tekanan angin dianggap hanya sebagai gaya yang konstan; artinya, getaran di sekitar kedudukan lendutan diabaikan walau aspek ini diatasi dengan menganggap adanya tekanan angin konstan yang agak besar.

BAB VIII

STRUKTUR LANTAI ATAU BIDANG BANGUN HORIZONTAL

Struktur lantai membentuk bidang kaku horizontal. Bidang ini memperkokoh dan bergabung dengan struktur bangun vertikal sehingga memungkinkan bangunan untuk bertindak terhadap gaya-gaya sebagai suatu unit tertutup. Rangka lantai meneruskan gaya-gaya gravitasi dan lateral ke kolom dan atau dinding.

Tata letak rangka lantai bergantung pada bentuk dan sistem struktur bangunan. Berbagai tata letak tipikal akan dibahas pada bagian-bagian berikutnya.

Pemilihan struktur lantai yang tepat sangat penting karena hal ini akan menentukan arah aliran angin dan gaya gravitasi sehingga mempengaruhi rangka geometri bangunan. Ketebalannya juga menentukan tinggi bangunan, apabila dianggap bahwa rasio tinggi lantai ke langit-langit adalah tetap. Ketebalan lantai harus optimal karena tambahan tinggi bangunan akan menyebabkan penambahan biaya keseluruhan untuk arsitektur, mekanis, dan struktur. Ketebalan lantai jelas berhubungan pekerjaan *ducting* yang dapat dimuat di dalam atau di bawah rangka struktur.

Bab ini akan membahas struktur lantai, yang akan didekati dari segi sebagai berikut:

- Rangka lantai dikaitkan dengan sistem bangun struktur yang lazim dan sebagai penyebar gaya gravitasi.
- Rangka lantai sebagai penyebar gaya lateral.
- Aksi komposit di antara rangka lantai dan plat beton.

Hanya sistem lantai komposit yang diperlakukan karena, dari segi struktur, pemecahan ini merupakan konstruksi yang optimum untuk bangunan tinggi. Sistem plat untuk bangunan dengan ketinggian rendah dan menengah tidak akan dibahas.

SISTEM RANGKA LANTAI

Beban gravitasi diteruskan oleh plat beton secara langsung atau melalui rangka lantai ke kolom atau ke dinding. Plat beton ini dapat membagi gaya-gaya gravitasi secara:

- Aksi dua arah: plat dua arah, plat rata, plat wafel.
- Aksi satu arah: plat padat, *pan joists*.

Rasio tebal terhadap bentang yang tipikal untuk rangka lantai yang didasarkan atas pertimbangan kekakuan dan kekuatan pada umumnya berkisar dari 20 sampai 24. Rumus praktis yang biasa digunakan para perancang sebagai patokan kasar dan sebagai perkiraan awal untuk ketebalan lantai d(inci) terhadap bentangan L(kaki) adalah sebagai berikut:

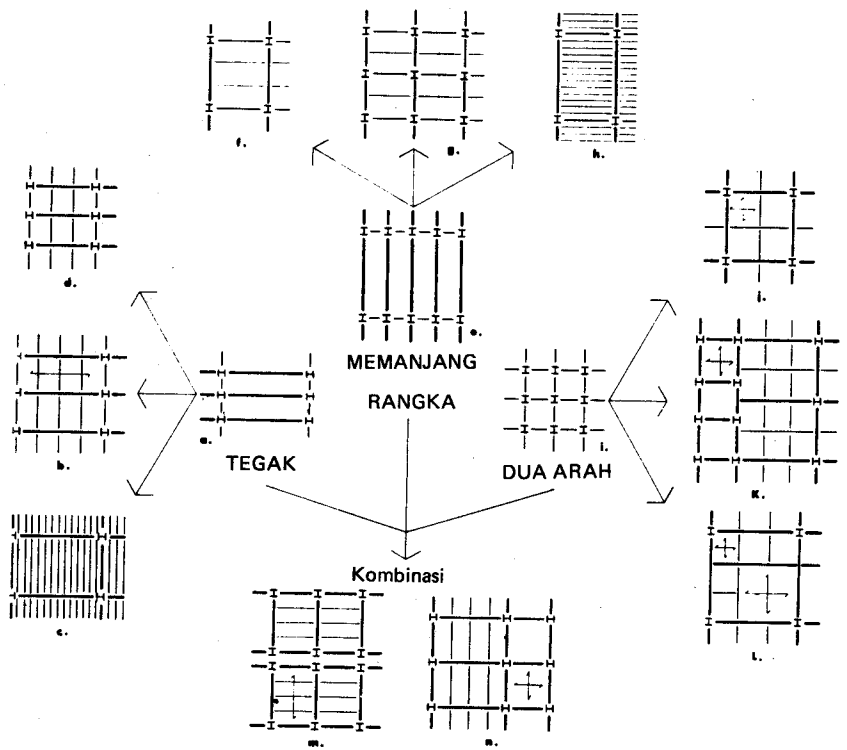
$d = L/1{,}5$		untuk *open web steel joists* yang rapat dan untuk balok baja
$d = L/2$		untuk balok baja dan balok beton menerus serta plat beton satu arah sederhana (y.i. $L/d = 24$)
$d = L/3$		untuk plat beton menerus, plat inti kosong (hollow core plate), balok rata, dan plat rata

Bagian ini terutama akan membahas sistem rangka lantai dan kaitannya terhadap struktur bangunan secara keseluruhan. Sistem-sistem ini dibagi lagi menjadi hubungan antara sistem lantai tipikal dengan rangka kaku (Gbr. 5.10) yang disusun pada grid modular horizontal dan antara sistem lantai tipikal dikaitkan dengan struktur inti-pembungkus (core envelope stucture).

Pada struktur rangka, peletakan kolom menyatakan modul bangunan struktur horizontal. Balok-balok utama membentuk modul ini dan sekaligus merupakan bagian dari rangka bangun vertikal. Bergantung pada skala, modul ini dapat dibagi oleh balok anak yang membentuk suatu subsistem. Bentangan balok anak ini

berkisar antara 20 dan 40 kaki dan berjarak 8 sampai 10 kaki dari as ke as. Sistem rangka lantai tipikal untuk bangunan rangka sedang sampai tinggi pada Gbr. 8.2 disusun menurut arah aliran gaya (Gbr. 8.1) :

- rangka melintang,
- rangka memanjang,
- rangka dua-arah.



Gbr. 8.1 : Pembalokan lantai tipikal

Dalam sistem rangka melintang, gaya-gaya gravitasi disebar ke rangka-rangka internal yang membentang pada arah lebar bangunan. Dengan demikian, rangka-rangka ini harus menahan tidak

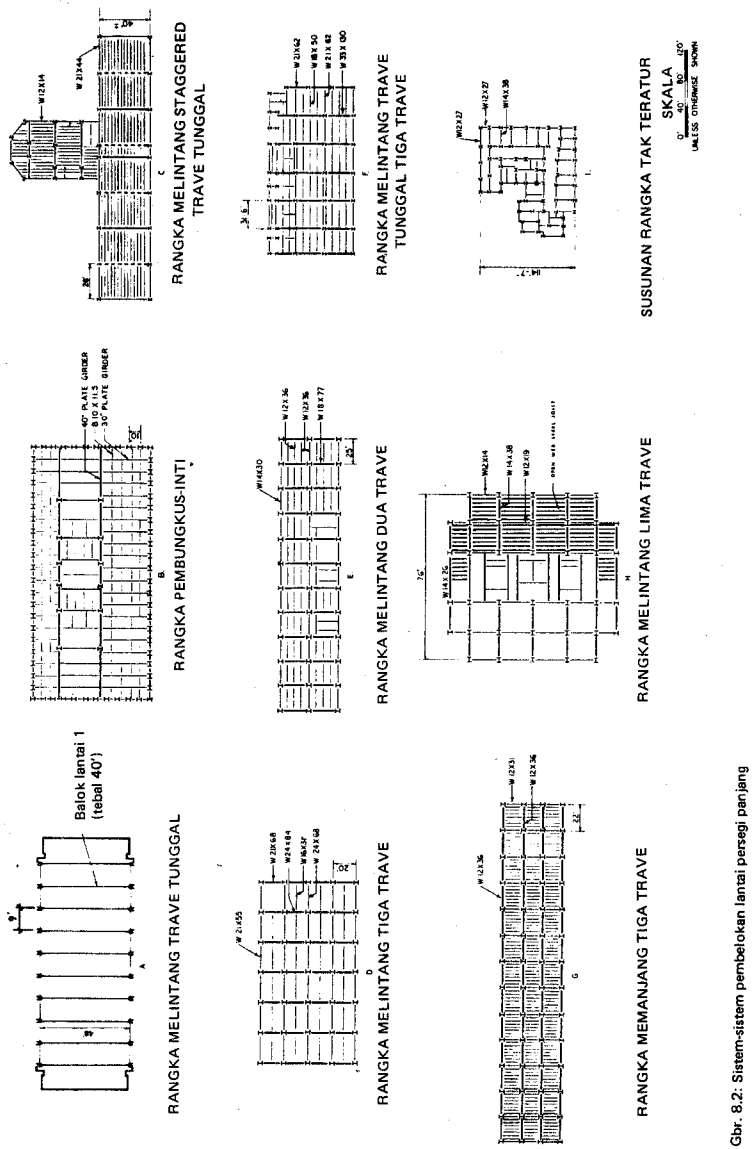
hanya gaya gravitasi, tetapi juga gaya lateral utama. Plat dapat membentang langsung ke balok rangka (Gbr. 8.1a) apabila ditempatkan secara rapat dan beban yang dipikul kecil.

Pada bangunan berlantai 20 (Gbr. 8.2a), sebuah plat beton membentang 9 kali di antara balok beton berbentuk I yang menumpu pada balok jendela pemikul beban. Pada bangunan ini, gaya-gaya lateral dipikul di ujung bangunan. Prinsip serupa juga digunakan untuk struktur rangka *staggered* berlantai tujuh (Gbr. 8.2c). Di sini balok-balok baja 16 inci berjarak 2½ kaki dengan plat beton 2½ inci ditunjang oleh rangka Pratt dengan ketinggian 9 kaki 8 inci berjarak 56 kaki di setiap lantai.

Dengan meningkatnya jarak antarrangka, balok anak harus disusun lebih rapat untuk meneruskan beban gravitasi ke balok rangka. Pendekatan ini tipikal untuk struktur rangka. Bangunan berlantai 18 (Gbr. 8.2d) menggunakan balok anak yang diletakkan di tengah-tengah *trave* struktur. Sistem lantai terdiri dari dek lantai baja komposit setebal 3 inci yang dilapis dengan beton ringan setebal 3¼ inci. Balok anak bisa berjarak sepertiga atau seperempat jarak *trave* struktur seperti yang digunakan pada bangunan berlantai 9 dan 10 (Gbr. 8.2e dan f). Kedua bangunan menggunakan dek kisi-kisi baja dengan beton ringan setebal 2½ inci sebagai sistem lantai. Rangka kaku 11 lantai (Gbr. 8.2h) menggunakan balok baja dengan plat lantai beton 2½ inci.

Pada sistem rangka memanjang (Gbr. 8.1 e–h) beban gravitasi disebar ke rangka-rangka sejajar dengan panjang bangunan. Di sini rangka-rangka melintang terutama memikul gaya lateral. Sebagaimana sistem rangka melintang, plat beton dapat membentang langsung ke balok-balok apabila jarak maupun beban yang bekerja cukup kecil atau apabila didukung oleh balok pengisi. Pada struktur kaku berlantai 8 (Gbr. 8.2g), balok baja membentang ke arah pendek bangunan dan membentang 15½ kaki di antara kedua balok memanjang. Sesuai angin melintang diletakkan pada jarak 22 kaki 1 inci satu sama lain.

Apabila modul struktur suatu bangunan mendekati bujursangkar, biasanya digunakan sistem rangka dua arah (Gbr. 8.1i–l).



Gbr. 8.2: Sistem-sistem pembelokan lantai persegi panjang

Plat beton dengan penulangan silang menyebar beban ke kedua arah. Efek serupa dihasilkan dengan membentang balok-balok lantai ke arah tertentu dan balok-balok pada lantai berikutnya ke arah yang berlawanan. Susunan selang-seling dari balok-balok pengisi juga menyebarkan beban gravitasi secara merata ke kedua arah.

Berbagai kemungkinan kombinasi untuk sistem-sistem rangka diperlihatkan pada Gbr. 8.1m dan n. Misalnya pada suatu bangunan apartemen beban dari koridor pusat diarahkan ke balok-balok memanjang dan beban apartemennya sendiri oleh balok melintang.

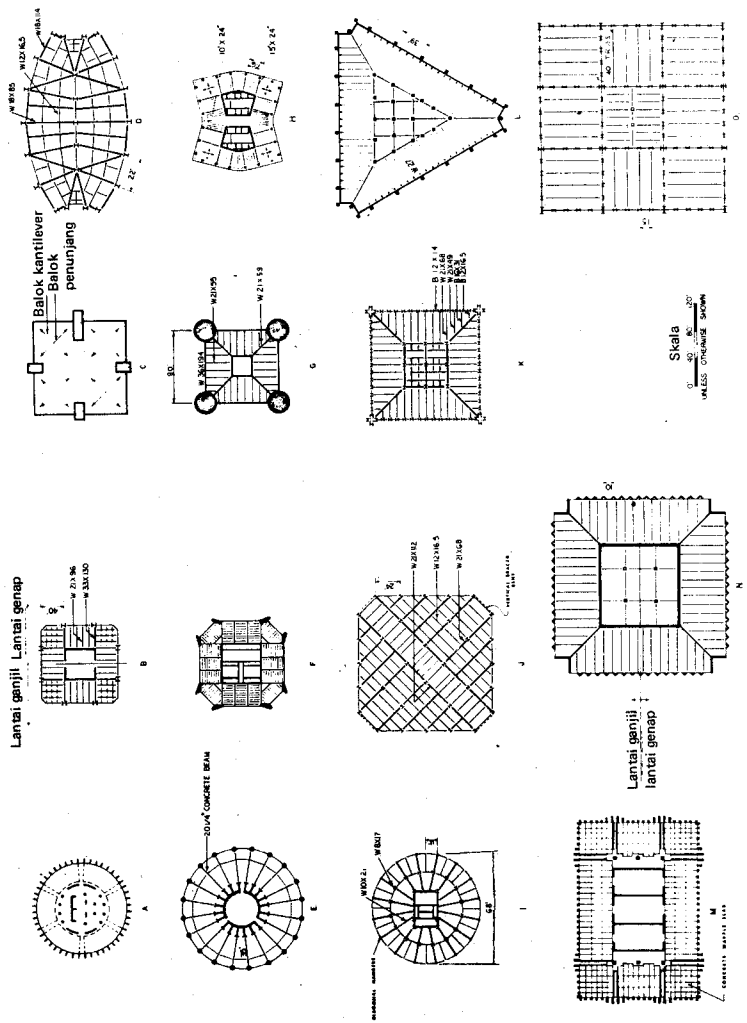
Penyebaran gaya tidak selalu terlihat pada bentuk tata letak rangka lantai. Contohnya adalah bangunan berlantai 21 (Gbr. 8.2i) dengan peletakan kolom yang tak teratur.

Suatu susunan struktur balok lantai yang unik digunakan untuk bangunan berlantai 15 pada Gbr. 8.3j. Rangka lantai diagonal memerlukan hanya 8 kolom di ruang interior sehingga seolah-olah memberikan ruang bebas kolom. Sistem lantai komposit lapis beton ringan setebal 3½ inci di atas dek baja komposit setebal 1½ inci berlaku sebagai penyekat alami yang meneruskan dan gaya lateral ke sudut-sudut bangunan, yang diperlaku melintang pada bidang vertikal.

Struktur rangka kaku berlantai tujuh berbentuk elips terpancung memerlukan rangka lantai yang tidak lazim digunakan karena jarak kolom yang teratur pada fasade tidak sejajar dengan peletakan kolom yang teratur di bagian tengah bangunan. Rangka lantai harus diatur sehingga dapat menyebarkan gaya-gaya angin kepada kolom yang telah ditentukan (Gbr. 8.4).

Sebagian besar contoh-contoh pada Gbr. 8.3 menggunakan suatu inti pusat dan struktur perimeter eksterior. Pada umumnya jarak balok diatur paling dekat, yaitu dari inti internal ke pembungkus struktur eksternal.

Pada bangunan bulat, kecenderungan alaminya adalah rangka lantai tersusun terdiri dari balok yang menyebar dari inti terpusat dan balok-baloknya yang mengikat tata letaknya secara melingkar (Gbr. 8.3a,e,i).



Gbr. 8.3: Pembalokan lantai yang umum

Denah Gbr. 8.3a memerlukan hanya enam buah balok beton yang mengarah ke luar, ditunjang pada inti interior dan cincin kolom eksterior karena digunakan sistem plat beton pratekan. Bangunan pada Gbr. 8.3e lebih lebar dan tinggi (600 kaki dibandingkan dengan 182 kaki) dan berbentuk tabung. Balok beton (tebal 20¼ inci) mengarah ke luar 35 kaki dari inti beton pusat ke kolom perimeter. Plat beton setebal 4½ inci membentang di antara kedua balok.

Karena bangunan pada Gbr. 8.3i relatif tidak tinggi (11 lantai), maka digunakan struktur rangka kaku. Di sini pun balok-balok mengarah ke luar, tetapi bedanya adalah dari rangka interior persegi. Peraturan yang membatasi ketinggian lantai (dalam hal ini diperlukan balok kecil) menjadikan kantilever balok mustahil dilakukan. Balok-balok ini harus ditumpu pada perimeter oleh batang tarik diagonal yang dihubungkan dengan kolom-kolom luar lainnya. Plat beton setebal 4 inci membentang di antara balok-balok radial.

Pada struktur pembungkus inti (core envelope structure) persegi, struktur perimeter terdiri dari inti-inti sudut atau kolom besar yang dihubungkan dengan balok atau rangka atau juga pembungkus kolom berjarak rapat. Seperti halnya bangunan bulat, balok-balok yang membentang dari inti ke fasade mempunyai bentangan antara 45 dan 60 kaki kecuali Gbr. 8.3o. Akan tetapi, ada masalah rangka di daerah sudut balok. Balok diagonal dapat mengikat sudut inti dengan sudut fasade sehingga menambahkan beban pada kolom sudut. Cara lain adalah balok-balok lebih berat yang sejajar dengan dinding inti dapat menarik beban dari sudut bangunan, yang dapat diteruskan ke kedua arah dengan menempatkan lebih banyak beban pada kolom pembungkus yang mengikatnya. Penyebaran beban-beban sudut ke kedua arah dari beban-beban sudut juga dapat dicapai dengan menggunakan sistem satu arah dan membalikkan arahnya setiap berganti lantai.

Pembagian utama struktur pada bangunan berlantai 27 (Gbr. 8.2b) terdiri dari inti terpusat dan rangka pembungkus keliling (periphery envelope frame). Tebal balok plat adalah 30 inci dan

membentang 45 kaki di antara inti dengan kolom eksterior. Di daerah sudut, balok-balok ini ditunjang oleh balok plat 40 inci yang menghubungkan inti dengan rangka fasade melintang. Lantai-lantai terbuat dari dek baja kisi-kisi dan beton ringan.

Struktur tabung dalam tabung (tube in tube) setinggi 52 lantai (Gbr. 8.3m dan 5.20c) rangka beton satu arah membentang di antara dinding grid fasade dan inti interior. Di daerah sudut ia menyatu dengan plat wafel dua arah yang meningkatkan beban lantai pada strip balok yang membentang dari sudut inti ke kolom eksternal sehingga memerlukan ukuran kolom yang lebih besar. Ukuran kolom yang besar dapat diperlihatkan di bagian luar atau disembunyikan di dalam bangunan untuk memberikan pola grid dinding yang koheren.

Prinsip rangka lantai pada Gbr. 8.3h (bangunan inti geser rangka sendi berlantai 34) serupa dengan bangunan pada Gbr. 8.3m. Suatu sistem lantai balok beton komposit membentang dari inti ke fasade. Suatu plat lantai tegel kosong (hollow tile) dua arah setebal 7½ inci dipilih untuk di sudut.

Berlainan dengan contoh sebelumnya yang menggunakan pembungkus kolom (column envelope), pada struktur rangka inti berlantai 19 (Gbr. 8.3b) digunakan dua kolom utama (W14 x 426) pada setiap fasade sebagai rangka luar. Di sini persoalan sudut dipecahkan dengan mengantilever balok perimeter. Untuk mengurangi defleksi dan memungkinkan pembebanan yang tidak seimbang di setiap lantai, balok-balok kantilever ujung diberi *strut* secara vertikal dengan pipa baja berdiameter 4 inci. Arah pembalokan lantai di daerah sudut dibuat berselang-seling di setiap lantai untuk menyebar beban secara merata, seperti yang dinyatakan oleh garis putus-putus.

Pada Gbr. 8.3f, sebuah struktur 65 lantai menggunakan sistem penunjang kolom yang serupa kecuali bahwa bagian terkantilever dari sudut ditiadakan.

Bangunan berlantai 10 pada Gbr. 8.3c didukung oleh empat menara inti yang ditempatkan di tengah-tengah bagian fasade. Struktur lantainya berupa plat wafel grid diagonal setebal 30 inci

yang menumpu pada balok yang membentang secara diagonal antara dua menara. Karena kantilever sudut sepanjang 55 kaki menyebabkan masalah defleksi yang berat, maka plat grid terpaksa dibuat pasca tegang.

Rangka sudut dari bangunan pembungkus fasade inti dapat dipecahkan dengan menempatkan balok secara diagonal dari sudut inti ke sudut bangunan luar (Gbr. 8.3n, k, g, l).

Gbr. 8.3g (struktur inti geser berlantai 23) terdiri dari empat menara beton silindris pada bagian-bagian sudutnya yang dihubungkan dengan balok baja yang besar dan inti untuk lift di tengah. Kelima kolom tabung ini menopang rangka lantai baja dan plat beton (lihat juga Gbr. 4.12g).

Bangunan berlantai 41 pada Gbr. 8.3k diberi ikatan angin sepanjang setiap fasade dengan rangka K (Gbr. 4.12b). Diagonal-diagonalnya menerima gaya-gaya lateral dan meneruskannya ke keempat kolom sudut. Kolom-kolom sudut yang dirakit juga memikul beban sudut tambahan karena aksi gravitasi dari balok lantai yang ditempatkan secara diagonal.

Bangunan berlantai 83 (Gbr. 8.3n), sebuah struktur tabung dalam tabung dengan kolom dirakit berbentuk segitiga yang disusun rapat (Gbr. 5.20f), menggunakan pola rangka lantai yang serupa dengan yang terdapat pada Gbr. 8.3k. Rangka setinggi 38 inci diberi jarak 10 kaki satu sama lain, membentang 45 kaki di antara fasade dan inti. Rangka ini ditumpu sederhana (y.i. hanya sambungan geser sederhana) dan dibuat berselang-seling pada setiap lantai untuk mengikatnya ke sisi-sisi setiap kolom luar sehingga meniadakan aksi beban yang eksentris. Balok-balok diagonal membentang dari kolom-kolom sudut *reentrant* ke kolom-kolom sudut inti interior. Lantainya terbuat dari dek selular yang bekerja secara komposit dengan plesteran beton ringan (Gbr. 8.5a). Rangka lantai tidak hanya memikul berat beban, tetapi juga berlaku sebagai diafragma untuk menstabilkan dinding eksterior dan menyebar gaya-gaya lateral ke tabung interior.

Bangunan 78 lantai berbentuk segitiga pada Gbr. 8.31 terdiri dari kolom kotak eksterior ekspos berjarak 39 kaki satu sama lain,

dihubungkan oleh balok kotak pada setiap tiga lantai dan sebuah inti servis berbentuk segitiga (lihat juga Gbr. 4.12j). Inti ini diberi pengakuan diagonal sepanjang tiga lantai dan penutup rangka ruang (space frame) yang menutup kolom-kolom luar ke inti di bagian atas. Bangunan terdiri dari rangkaian bangunan berlantai tiga dengan setiap lantai ketiga – yaitu lantai utama – mengikat ke kolom luar. Lantai-lantai sekunder ditunjang oleh inti dan oleh rangka lantai utama pada muka eksterior.

Prinsip kumpulan tabung (bundled tube) diperlihatkan pada Gbr. 8.3a (lihat juga Gbr. 5.20h). Dinding berlubang dari setiap tabung terdiri dari kolom-kolom berjarak 15 kaki satu sama lain dan balok besar pada setiap lantai. Dua tabung yang berdekatan memiliki seperangkat kolom dan balok-balok besar. Setiap tabung diikat dengan rangka satu arah berukuran 40 inci, ditumpu sederhana dan membentang 75 kaki. Rangka berlaku secara komposit dengan sistem lantai yang terdiri dari beton ringan tebal 2½ inci dan dek baja. Arah rangka-rangka tersebut dibuat selang-seling setiap enam lantai untuk mengimbangi pembebanan gravitasi pada kolom dan untuk menyempurnakan kekakuan tabung vertikal tersebut.

PENGAKUAN HORIZONTAL

Rangka lantai tidak hanya menyebar beban gravitasi ke kolom atau dinding, tetapi juga berlaku sebagai penyekat terhadap gaya-gaya lateral. Rangka ini dapat dipandang sebagai suatu balok horizontal yang besar (y.i. plat kaku) yang meneruskan beban-beban tegaklurus ke dalam sistem rangka atau dinding geser. Aksi diafragma pada sistem lantai monolit pada umumnya terbukti tidak kritis. Akan tetapi, apabila kekakuan diafragma lantai harus ditingkatkan, maka pengakuan horizontal harus ditambahkan, terutama untuk sistem balok yang dihubungkan secara sederhana berjarak lebar yang menggunakan batang-batang baja atau potongan beton bertulang prefab.

Gbr. 8.4a sampai c menjelaskan berbagai jenis pengakuan horizontal yang memperkokoh struktur lantai dan meneruskan beban lateral secara proporsional ke suai angin pengaku vertikal (vertical braced bents, dinyatakan oleh garis-garis tebal). Rangka lantai menghasilkan aksi komposit dari sistem dinding geser vertikal.

Apabila kolom fasade tidak didukung secara lateral oleh balok-balok lantai dan perlu meningkatkan daya lawan torsi dari balok-balok pengikat (y.i. sistem tabung), maka suai lantai dapat digunakan sepanjang keliling bangunan yang membentang di antara dua balok melintang (Gbr. 8.4d, e).

Bangunan berlantai 25 (Gbr. 8.4f) menggunakan pemecahan suai lantai yang unik. Struktur bangunan ini terdiri dari dua bagian : sebuah menara berlantai 10 di atas suatu dasar setinggi 15 lantai. Gaya-gaya lateral ditahan oleh seluruh rangka kaku dari menara, tetapi hanya oleh pembungkus eksterior di bagian dasar. Perubahan aksi struktur dari menara ke bagian dasar menuntut pengakuan horizontal pada daerah transisi di lantai 15 dan 16. Rangka lantai memungkinkan gaya-gaya lateral dari kolom menara ke kolom-kolom periferi di bagian dasar. Serupa dengan ini, pada Sears Tower (Gbr. 5.20h), rangka setinggi dua lantai diletakkan pada tempat-tempat di mana tabungnya terpotong. Rangka ini menyebarkan beban angin dan gravitasi ke sejumlah tabung di bawah.

SISTEM-SISTEM LANTAI KOMPOSIT

Pada umumnya, kekuatan dan kekakuan susunan unsur-unsur struktur akan meningkat sekali apabila unsur-unsur tersebut berlaku sama-sama sebagai suatu kesatuan Dengan kata lain, kekuatan unit struktur komposit akan lebih tinggi daripada jumlah kekuatan unsur individualnya. Dalam aksi gabungan ini, kelemahan suatu unsur diimbangi oleh kekuatan yang lainnya.

Gbr. 8.4: Pembalokan lantai horizontal

Sistem lantai komposit sudah mencapai pemecahan optimum untuk bangunan tinggi. Dek selular baja yang bekerja secara komposit dengan plat beton telah digunakan secara umum sejak tahun 1960. Penggunaan rancangan balok komposit dalam bangunan tinggi juga meningkat dengan pesat.

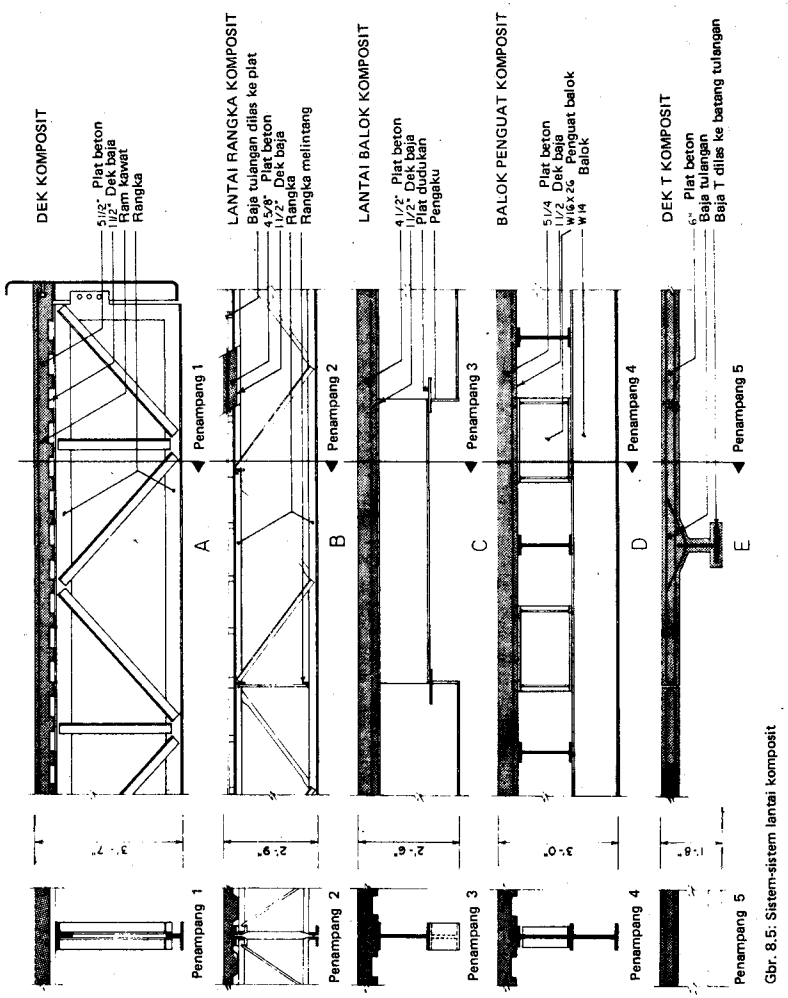
Dek lantai komposit

Kebanyakan sistem dek ditutup dengan *embossments* dan tekukan untuk mengikat dek tersebut ke plat beton. Kebanyakan bentuk baja gelombang mempunyai ketebalan antara 1½ dan 3 inci. Dek yang tebalnya 3 inci jelas lebih kuat dan mampu membentang antara 12 dan 15 kaki pada aksi komposit. Di lain pihak, dek 1½ inci memungkinkan plat menjadi lebih tipis sehingga memungkinkan pengurangan tinggi keseluruhan bangunan. Karena beragamnya penampang dek dan alat sambungan geser dari baja, maka suatu prosedur rancangan dek komposit yang umum belum dapat dikembangkan. Rancangan ini dibuat berdasarkan tabel-tabel beban yang disediakan oleh pembuatnya.

Beberapa alasan penggunaan dek baja selular, yang beraksi dengan plat beton komposit, adalah karena hal berikut :

- Peningkatan kekakuan lantai lateral dan vertikal.
- Peningkatan kemampuan bentang dan jarak antarbalok, pengurangan jumlah balok, pengurangan berat lantai, sehingga mengurangi biaya rangka dan pondasi.
- Proses konstruksi dipercepat, peniadaan perancah dan penopangan untuk plat beton, daerah simpan langsung untuk bahan konstruksi.
- Kemampuan untuk memuat kabel, sistem listrik yang fleksibel.

Sebuah contoh dek lantai komposit adalah sistem lantai yang digunakan pada Standard Oil of Indiana Building di Chicago (Gbr. 8.5a). Bahan-bahan yang dipilih di antaranya adalah panel-panel dengan lebar tiga kaki dengan dek komposit setebal 1 sampai 1½ inci, diseling dengan panel selebar 2 kaki dengan dek selular se-



Gbr. 8.5: Sistem-sistem lantai komposit

tebal 1 sampai 1½ inci untuk sistem distribusi listrik dan komunikasi. Untuk itu digunakan sebuah plat dari beton ringan setebal 4 inci dari 5000 psi yang ditaruh di atas dek tersebut. Untuk meniadakan *fireproofing* di bagian bawah dek, kawat kasa dimasukkan ke dalam plat beton untuk memberikan kemampuan melawan gaya tarik. Di sini alasan ekonomi mencegah penggunaan kemampuan komposit dari dek lantai dalam rancangan struktur.

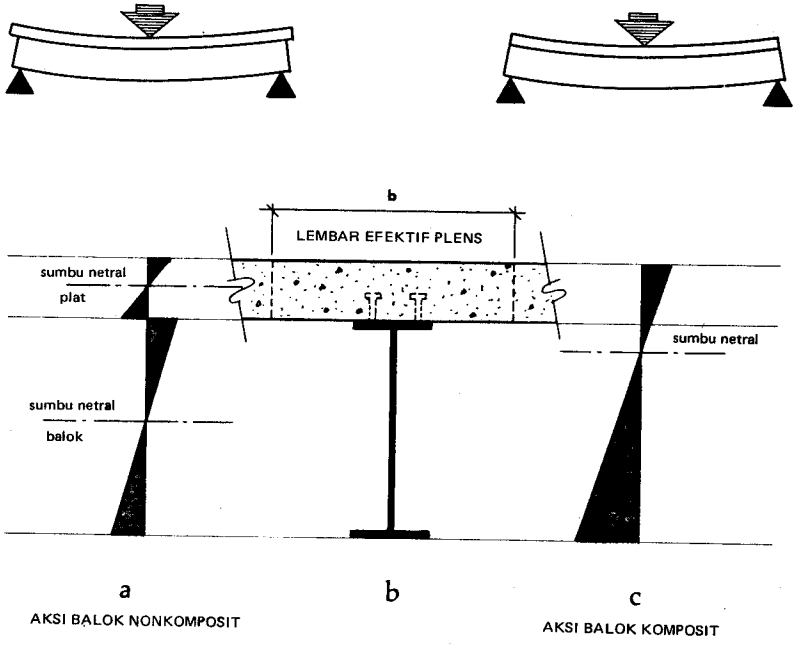
Balok komposit

Pada konstruksi bangunan tinggi, berbagai jenis balok (baja profil, *girder, truss, open web joists,* dsb.) dirancang untuk bertindak secara komposit dengan plat beton ataupun dengan dek komposit. Untuk aksi komposit dari plat atau balok, beberapa jenis sambungan geser diperlukan untuk meneruskan geser memanjang antara kedua unsur. Hal ini mencegah terjadinya peleset di antara plat dan flens balok. Pada umumnya *stut* baja yang bundar dilas pada flens balok, digunakan sebagai sambungan geser. Jenis sambungan geser lainnya adalah balok spiral, sudut, dan kanal.

Pada sistem lantai nonkomposit (Gbr. 8.6a), plat dan balok bertindak berbeda terhadap pembebanan. Setiap unsur diberi tegangan tarik pada serat bawah dan tegangan tekan di bagian atas. Pendekatan ini mengabaikan adanya interaksi antara plat dan flens balok; dianggap bahwa terjadi peleset bebas pada pertemuan antara dua unsur. Apabila sistem lantai bertindak sebagai satuan komposit (Gbr. 8.6c), maka dianggap tidak terjadi peleset di antara plat dan balok. Yang ada adalah sumbu netral. Sebagian dari plat beton akan bertindak sebagai flens tekan dari sistem gabungan ini. Lebar efektif dari flens tekan ditentukan oleh ACI dan AISC (lihat Soal 8.1). Melalui aksi komposit, kekakuan dan kekuatan sistem lantai dapat ditingkatkan dari 15 sampai 30% dibandingkan dengan aksi nonkomposit. Beberapa jenis sistem lantai balok komposit yang diperlihatkan pada Gbr. 8.5 akan dibahas secara singkat di bawah ini.

Balok komposit dengan lantai komposit

Sambungan *stut* geser dilas di lapangan pada dek baja ke bagian atas balok sehingga menimbulkan aksi komposit dari plat lantai dengan dek baja dan balok. Gelombang dek baja bisa tegaklurus terhadap atau sejajar dengan balok. Perilaku struktur masing-masing sistem komposit ini agak berbeda. Respons suatu sistem yang mempunyai gelombang sejajar dengan balok yang mendukungnya serupa dengan aksi plat padat. Pada contoh 8.5c, sebuah dek baja bergelombang setebal 1½ inci berlaku secara komposit dengan plat beton 4½ inci 3000 psi. Ciri khas rancangan ini terletak pada pengurangan ketebalan balok pada bagian tengahnya sehingga memungkinkannya memuat *ductwork*. Pendekatan ini menghemat tinggi lantai dan kurang-lebih 30 kaki dari tinggi bangunan.



Gbr. 8.6

Sistem rangka komposit

Rangka lantai pada World Trade Center (Gbr. 8.5b) menggunakan sambungan geser yang unik, terdiri dari batang tunggal)ukuran no. 4) menerus disambung pada setiap titik panel ke arangka dan dipusatkan pada plat lantai setebal 4⅝ inci. Dek gelombang baja setebal 1½ inci tidak berfungsi struktural, tetapi hanya sebagai perancah dan sebagai lantai kerja.

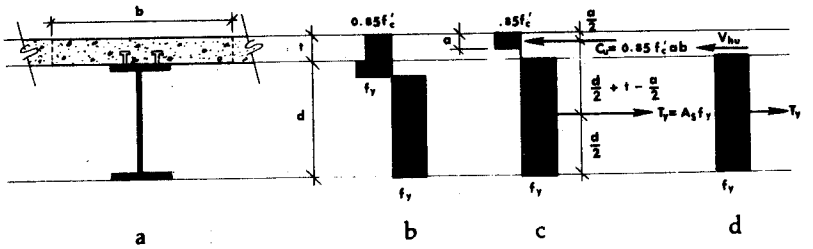
Sistem *stub-girder* (Gbr. 8.5e) bersama plat membentuk rangka Vierendeel yang dimodifikasi. Dek lantai komposit setebal 5¼ inci berlaku secara komposit dengan *stub beam* yang dilas ke balok utama.

Dek T komposit

Unit T prefab pada Gbr. 8.5e terbuat dari flens atas dari beton yang lebar dengan penampang berbentuk T terbalik, yang dibuat tahan api dengan penutup beton. Penulangan plat beton, yang dilas ke bagian atas jaring T (T–web), memungkinkan interaksi komposit dari sistem tersebut.

Rancangan perkiraan dari balok komposit

Perilaku kekuatan batas (ultimate strength behavior dari penampang digunakan untuk menurunkan rumus perkiraan besar balok dan jumlah sambungan geser. Pada umumnya sumbu netral akan berada di dekat bagian atas balok; letaknya bisa di dalam plat ataupun di dalam balok (Gbr. 8.7b,c). Di sini kita anggap bahwa



Gbr. 8.7

plat beton cukup kuat untuk melawan tekan – yaitu sumbu netral dianggap berada pada plat. Kuat tarik beton di bawah sumbu netral diabaikan (Gbr. 8.7c).

Gaya-gaya resultan batas tekan (C) dan tarik (T) yang didasarkan atas distribusi tegangan persegi diberikan pada Gbr. 8.7c di mana

A_s = luas penampang balok baja
0,85 f'_c = tegangan hancur beton (ketika ditekan) rata-rata
f_y = kekuatan batas baja
b = lebar efektif flens beton

Momen batas menurut pengertian gaya baja adalah:

$$M_y = A_s f_y \left(\frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} \right)$$

Ketebalan a dari blok tegangan diperoleh dari kesetimbangan horizontal gaya-gaya tekan dan tarik.

$$T_y = C_u$$

$$A_s f_y = 0{,}85 f'_c ab \quad \text{atau}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0{,}85 f'_c b} \tag{8.1}$$

Sebagai perkiraan kasar, ketebalan tegangan blok dapat dianggap sama dengan tebal plat. Ini menyebabkan batas hasil momen sebesar:

$$M_u = \frac{A_s f_y}{2} (d + t)$$

atau diperlukan luas penampang balok baja sebesar:

$$A_s = \frac{2M_u}{f_y(d + t)}$$

Faktor beban sebesar 2 menghasilkan luas penampang balok baja berbanding langsung dengan momen servis M : $M_u = 2M$

$$A_s = \frac{4M}{f_y(d + t)} \tag{8.2}$$

Sambungan harus mampu menahan geser pada bidang pertemuan plat dan balok. Batas geser horizontal untuk mengakibatkan peleset berdasarkan kesetimbangan horizontal (Gbr. 8.7d) adalah:

$$T_y = A_s f_y = V_{hu} = 2V_h$$

Untuk faktor beban = 2, geser horizontal keseluruhan didasarkan atas beban servis untuk setiap setengah bentang balok (dianggap beban merata) adalah:

$$V_h = \frac{A_s f_y}{2} \tag{8.3}$$

Jumlah sambungan diperoleh dengan membagi geser V_h dengan kekuatan satu sambungan.

SOAL 8.1

Hitunglah ukuran balok anak BM 1 pada Gbr. 8.8. Balok ini beraksi secara komposit dengan plat beton 4000 psi setebal 4 inci. Anggaplah bahwa kekuatan baja adalah A–36 dengan beban hidup 100 psf.

Karena akan digunakan konstruksi topang, maka penopangan sementara akan memikul struktur lantai ketika proses pelaksanaan. Setelah beton matang, perancah akan dibongkar dan sistem tersebut akan beraksi sebagai kesatuan komposit. Sebaliknya, pada konstruksi tanpa penopang, balok harus memikul perancah beton cair dan beban hidup dalam aksi nonkomposit.

– Pembebanan

	LL	: 100 psf
plat 4 inci	*DL*	: 50 psf
beban langit-langit, lantai, balok		: 25 psf
		175 psf

Beban yang bekerja pada balok adalah:

$$W = 175(8) = 1400 \text{ lb/ft} = 1{,}4\text{k/ft}$$

Dengan anggapan bahwa balok ditumpu sederhana akan menghasilkan momen maksimum maka:

$$M = \frac{wL^2}{8} = \frac{1{,}4(30)^2\,(12)}{8} = 1890 \text{ k-in.}$$

Perkiraan ukuran balok berdasarkan persamaan ketebalan balok 16 inci adalah:

$$A_s = \frac{4M}{f_y\,(d + t)} = \frac{4(1890)}{36\,(16 + 4)} = 10{,}52 \text{ in}^2$$

Coba a W 16 X *36.*

$A_s = 10{,}6 \text{ in.}^2$, $S_1 = 56{,}5 \text{ in.}^2$, $b_f = 6{,}992$ in.

Lebar flens efektif berdasarkan spesifikasi AISC (1969, Pasal 1.11.1) adalah:

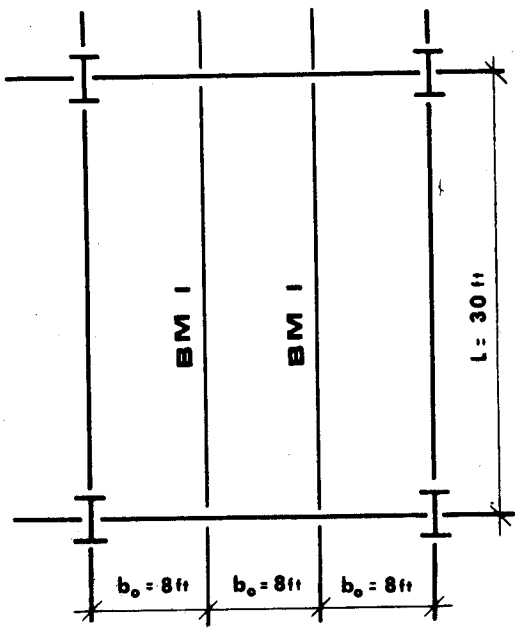
$$b \leqslant \frac{L}{4} = \frac{30}{4} = 7{,}5 \text{ ft}$$

$$b \leqslant b_0 = 8 \text{ ft}$$

$$b \leqslant b_f + 16_t = 6{,}992 + 16(4) = 71 \text{ in.}$$

Periksa apakah platnya memadai berdasarkan persamaan 8.1:

$$a = \frac{A_s f_y}{0{,}85 f'_c b} = \frac{10.6(36)}{0.85(4)71} = 1{,}58 < t = 4 \text{ in.}$$



Gbr. 8.8

Plat sudah memenuhi; hanya 40% dari luas flens beton digunakan. Balok yang berukuran sedikit lebih kecil akan cukup memuaskan karena $a < a_{\text{perkiraan}} = t$.

Geser total horizontal harus diteruskan ke bidang pertemuan flens dan balok, dan berdasarkan persamaan 8.3 adalah:

$$V_h = \frac{A_s f_y}{2} = \frac{10{,}6(36)}{2} = 191 \text{ k}$$

Kapasitas geser dari sebuah *stud* ½ in. (Spesifikasi AISC 1969, Tabel 1.11.4) adalah:

$$q = 5{,}9 \text{ k}$$

Jumlah sambungan yang diperlukan adalah:

$$N = \frac{191}{5{,}9} = 32{,}4$$

Gunakanlah *stud* ukuran 34 yang diberi jarak yang sama pada kedua arah pada tengah-tengah bentangan balok. Untuk balok yang memikul beban tunggal, pemberian jarak sambungan yang teratur tersebut harus disesuaikan.

Ukuran balok yang diminta berdasarkan aksi nonkomposit untuk suatu ketebalan 16 inci adalah:

$$f = \frac{M}{S}$$

$$S = \frac{1890}{24} = 78{,}8 \text{ in.}^3$$

Coba *W* 16 x 50

$$S = 80{,}8 \text{ in.}^3$$
$$= 56{,}5 + 30\% \ (80{,}8)$$

Aksi komposit telah meningkatkan kekuatan efektif dari balok sebesar kurang-lebih 30%. Sebagai perkiraan, besar balok biasanya ditentukan berdasarkan aksi non-komposit, lalu dikurangi 30% untuk aksi komposit.

BAB IX

KAITAN BANGUNAN TINGGI DENGAN KOMPONEN RAKITANNYA

Konsep produksi massal bahan bangunan dan pemasangannya ke dalam unit bangunan diperkenalkan dalam skala besar oleh John Paxton (Crystal Palace, 1851). Pada abad kesembilan belas, katalog perdagangan Amerika mulai menawarkan komponen bangunan produksi massal yang standar. Di antara produk bangunan jadi adalah pergudangan, sistem atap baja, dan muka bangunan (fasade) jadi, lengkap dengan sistem-sistem mekanis dan struktur serta penyelesaian akhirnya. Perkembangan rangka balon (baloon frames) pada saat itu mencerminkan peralihan dari kerajinan seni ke pendekatan dagang, dan menekankan pada pemasangan komponen standar dalam waktu yang relatif singkat oleh tenaga yang tidak terampil. Pada tahun 1910, Walter Gropius bahkan sudah berbicara mengenai pengadaan perumahan melalui komponen bangunan standar yang dihasilkan oleh mesin.

Prefabrikasi unsur-unsur bangunan hanyalah langkah kecil menuju industrialisasi bangunan yang melibatkan koordinasi dalam perancangan, produksi dan operasi pada tapak, pemasaran, pendanaan, dan pengelolaan bangunan setelah selesai dibangun. Untuk membahas kerumitan membangun dengan sistem demikian adalah di luar jangkauan buku ini, tetapi unsur prefab struktur dalam konteks fisiknya akan dibahas secara singkat.

Beberapa keuntungan memproduksi unsur-unsur bangunan dan memasangnya di lapangan adalah:

- Volume produksi
- Pengendalian mutu maksimum
- Waktu konstruksi dihemat
- Pemasangan relatif tidak bergantung pada cuaca
- Sedikit tenaga terampil yang diperlukan di lapangan

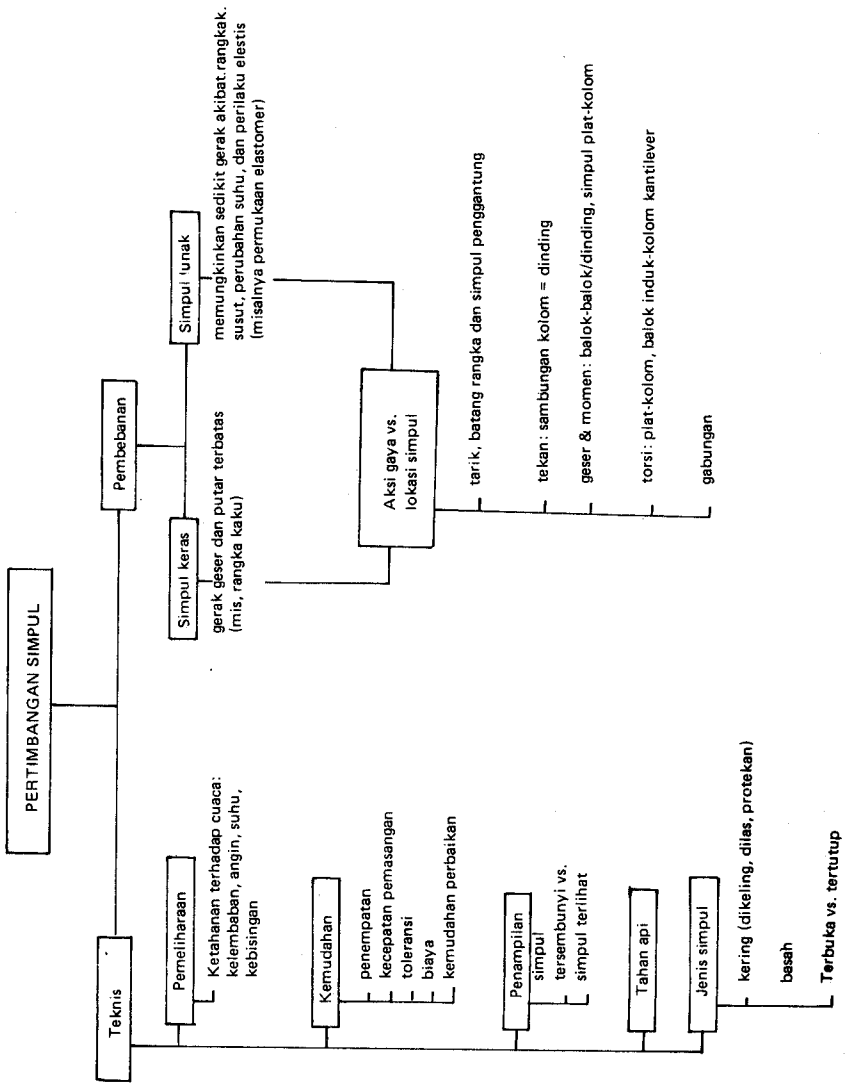
Komponen prefab struktur mempunyai ciri-ciri sebagai berikut:

- *Bentuk:* linear, dua dimensi, spasial.
- *Bobot:* cukup ringan (y.i. berat yang dapat diangkat oleh satu atau dua orang); berat (y.i. membutuhkan peralatan khusus).
- *Bahan:* bahan-bahan konvensional, kertas, plastik, dan komposit.
- *Struktur internal:* padat, kosong, berongga.
- *Fungsi di dalam pemasangan:* balok, plat, kolom, dinding, tangga.
- *Tingkat penyelesaian:* dari komponen struktur bangunan yang sederhana (y.i. panel plat) sampai unit jadi (y.i. unit yang dapat dipindahkan).

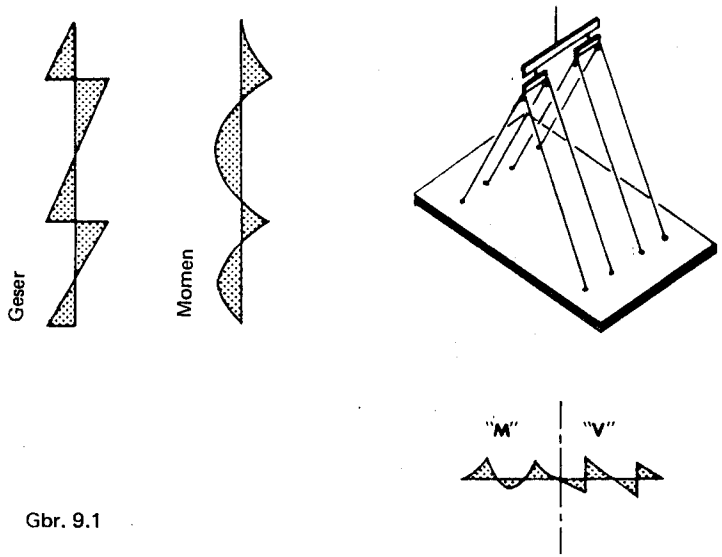
Besaran dan ukuran komponen bergantung pada organisasi ukuran bangunan. Sistem koordinat modular memungkinkan unsur-unsur dibuat standar. Tujuan prefabrikasi adalah untuk menggunakan sesedikit mungkin komponen yang berbeda sehingga dapat diulang dalam berbagai ragam kemungkinan.

Unsur bangunan tersebut harus dapat dimuat ke dalam ruang yang disediakan. Karena pada proses pembuatan dan pemasangan mustahil untuk dibuat ukuran yang tepat, maka toleransi harus dipertimbangkan. Sambungan adalah unsur yang paling kritis; ia harus mampu disesuaikan dengan kondisi di lapangan untuk menjamin kecocokan antara komponen bangunan. Teknik menyambung unsur prefab termasuk bagian yang paling rumit dari rancangan sistem bangunan. Rancangan bangunan melibatkan berbagai pertimbangan. Tabel 9.1 menunjukkan berbagai kriteria yang telah menjadi perhatian para perancang. Hendaknya jumlah sambungan lapangan dibuat sesedikit mungkin dan ditempatkan sedemikian rupa sehingga cuaca mempunyai pengaruh yang kecil terhadap sambungan tersebut.

Perancang hendaknya menyadari bahwa urutan pemasangan merupakan penentu rancangan yang penting. Unsur-unsur prefab yang berhubungan harus disuai/diperkaku secara lateral ketika proses konstruksi. Hal ini dilakukan, misalnya, dengan menggunakan inti kaku pusat (central rigid core, misalnya *shaft* untuk lift) sebagai penguat. Kapasitas dan letak (y.i. *liftoff radius*) kran

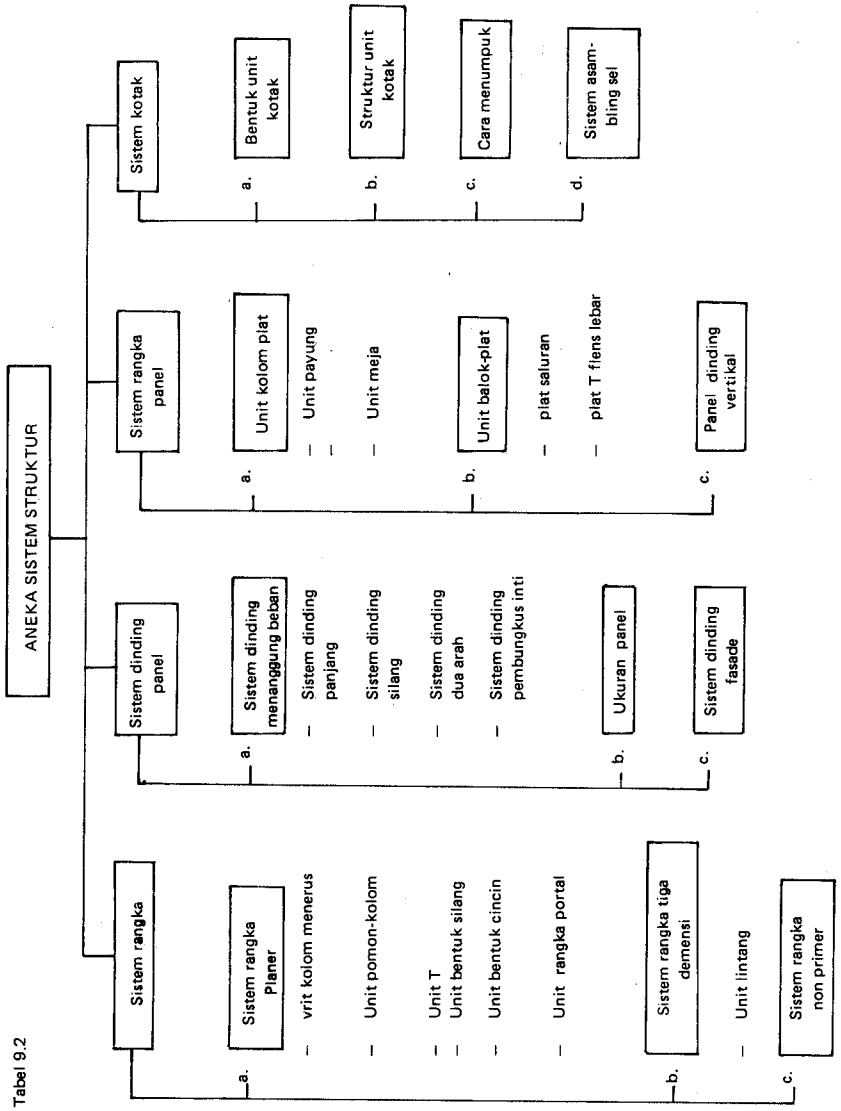


menentukan berat maksimum komponen prefab. Kapasitas kran ini diukur dari *boom* terpendek (y.i. sudut kemiringan tertinggi), tetapi tidak dapat dianggap sebagai kedudukan kerja normal. Pengangkatan komponen bangunan vertikal menjadi masalah karena potongan-potongan bahan harus diangkat dari posisi datar ke posisi vertikal. Komponen bangunan harus dirancang tidak hanya untuk beban hidup dan beban mati, tetapi juga untuk beban yang terjadi ketika penanganan (handling). Tegangan yang terjadi ketika pemasangan sangat menentukan rancangan unit prefab tersebut. Gambar 9.1 memperlihatkan diagram geser dan momen suatu panel padat untuk keadaan angkat tertentu.



Gbr. 9.1

Berat, ukuran, dan bentuk komponen prefab akan menentukan jumlah truk yang diperlukan untuk transportasi. Volume truk tipikal berukuran lebar 8 kaki, tinggi 8 kaki, dan panjang 40 kaki dengan kapasitas beban 40 k. Bagian-bagian berikut akan membahas sistem struktur bangunan tinggi dalam hubungannya dengan komponen rakitan struktur (structural assemblage kits); Tabel 9.2 memperlihatkan organisasi bagian-bagian ini.



Tabel 9.2

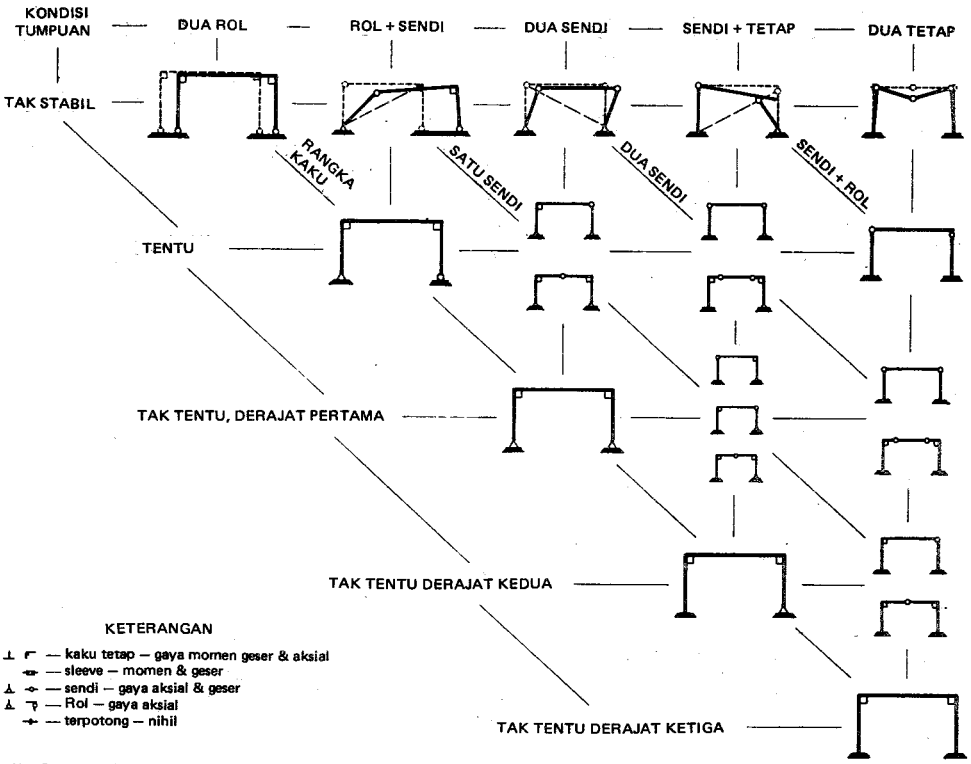
SISTEM BANGUN RANGKA (SKELETON FRAME SYSTEM)

Pada pendekatan bangun rangka, fungsi pemikul beban dari bangunan dipisahkan dari fungsi pelindung terhadap cuaca. Penggunaan tirai dan partisi yang ringan menghasilkan suatu struktur bangunan yang relatif ringan dibandingkan dengan pendekatan dinding panel pendukung yang akan dibahas pada bagian berikutnya.

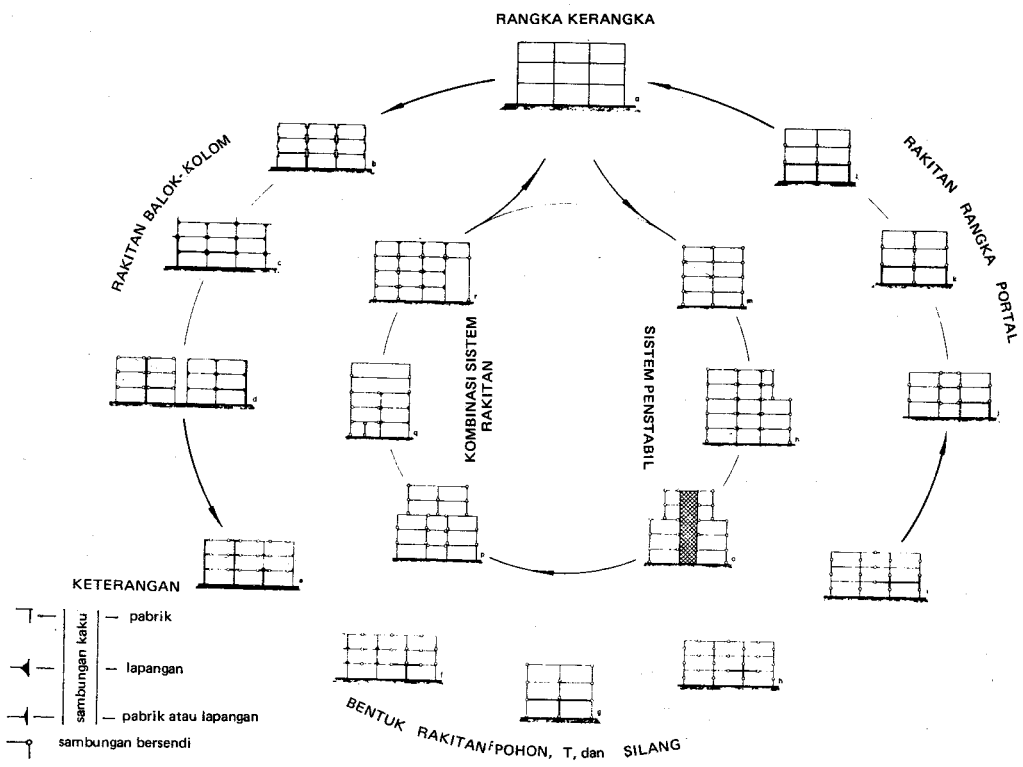
Sistem bangun rangka terdiri dari unsur-unsur horizontal (balok) dan vertikal (kolom). Rangka tekuk sederhana (*bent frame*, y.i. balok yang menghubungkan dua kolom) dinamai rangka portal. Rangka bangunan tinggi dapat dipandang secara geometris sebagai penjumlahan dari rangka-rangka portal. Bebeberapa unit portal dasar diperlihatkan pada Gbr. 9.2. Selanjutnya portal ini berupa berbagai bentuk rakitan di lapangan, dan sambungan tumpuan (sendi) dianggap setara dengan sambungan lapangan.

Gbr. 9.3 memberikan contoh berbagai bangunan yang dikaitkan dengan komponen rakitan dasar. Kelompok pertama di lingkaran luar pada gambar menjelaskan tentang rakian kolom-balok. Dengan kata lain, rangka dibentuk oleh unsur garis prefab tunggal. Kolom-kolom ini bisa terpotong di setiap lantai (Gbr. 9.3b), atau menerus sepanjang dua lantai dan disusun berselang-seling (Gbr. 9.3c), atau bisa menerus sepanjang beberapa lantai. Balok dan kolom disambung secara kaku satu sama lain sehingga membentuk rangka yang mampu melawan momen. Balok bisa disambung secara sendi ke kolom yang menerus (Gbr. 9.3d) sehingga berlaku sebagai *strut* terhadap distribusi gaya-gaya lateral pada kolom-kolom tetap.

Kelompok berikutnya berkaitan dengan rakitan kolom-balok yang telah dirakit sebelumnya. Rakitan berlantai banyak terdiri dari kolom yang menerus dan balok kantilever pendek yang menumpu balok sederhana. Letak sendi adalah pada momen = nol pada keadaan beban merata. Unit struktur dasar lainnya adalah rakitan berbentuk T dan L. Unit-unit T bisa disambung di tengah-



Gbr. 9.2 : Rangka portal dasar



Gbr. 9.3: Sistem rakitan untuk bangunan rangka

tengah bentangan balok (Gbr. 9.3f), pada momen = nol akibat beban lateral, atau bisa juga disambung dengan garis kolom berikutnya (Gbr. 9.3g).

Unit rakitan lainnya juga bisa berbentuk silang atau bentuk H (Gbr. 9.3i). Kolom untuk unit berbentuk H bisa dipotong di pertengahan atau pada sepertiga tinggi lantai.

Kelompok terakhir di bagian lingkaran luar (Gbr. 9.3j–i) menggunakan unit rangka portal sebagai rakitan bangunan dasar. Unit rangka kaku setinggi satu lantai disuperimpos satu sama lain dan disendi sehingga hanya meneruskan gaya-gaya horizontal dan vertikal dari satu lantai ke lantai berikutnya.

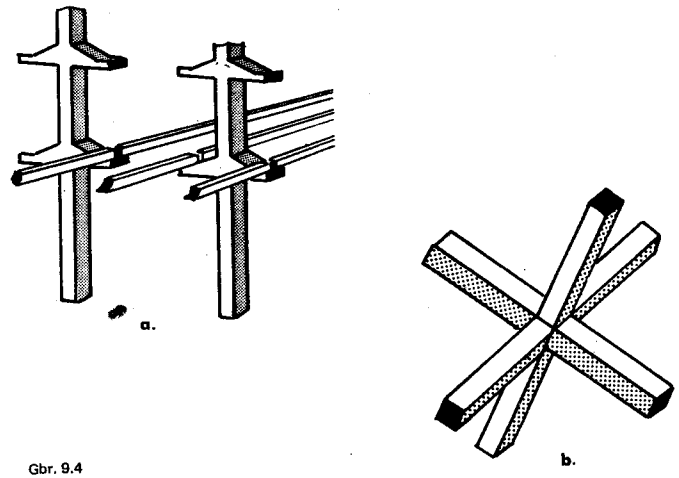
Rangka bersendi harus diperkuat terhadap beban asimetris vertikal dan lateral. Tiga kasus yang diperlihatkan berturut-turut pada Gbr. 9.3m, n, dan o memperlihatkan kemungkinan pengakuan lateral oleh rangka dengan menggunakan rangka dinding, rangka Vierendeel vertikal, atau dinding geser padat (solid shear wall).

Tentu saja berbagai sistem rakitan yang telah dibahas di atas dapat dikombinasikan apabila tata letak ruang bangunan memungkinkannya. Contoh-contoh diberikan pada Gbr. 9.3p, q, dan r.

Walaupun yang dibahas hanyalah sistem-sistem yang membentuk rangka bidang sebagai contoh tipikal pendekatan sistem rangka, masih terdapat cara lain untuk menerapkan prinsip tiang-balok. Misalnya kolom bercabang pada Gbr. 9.4a menahan balok-balok yang membentangi bangunan pada cabang-cabangnya. Dalam hal ini tidak ada balok yang mengisi ruang di antara cabang-cabang tersebut untuk membentuk rangka bidang.

Komponen kolom-balok berbentuk bintang pada Gbr. 9.4b dicetak serbagai unit tiga dimensi. Sambungan dibuat pada titik yang tegangannya minimum; dengan demikian tidak terdapat sendi pada pertemuan batang-batang horizontal dan vertikal, yaitu tempat terjadinya tegangan maksimum.

Bentuk rakitan bangunan dan metode sambungan (y.i. sendi *vs.* menerus) sangat berpengaruh terhadap perilaku bangun rangka.

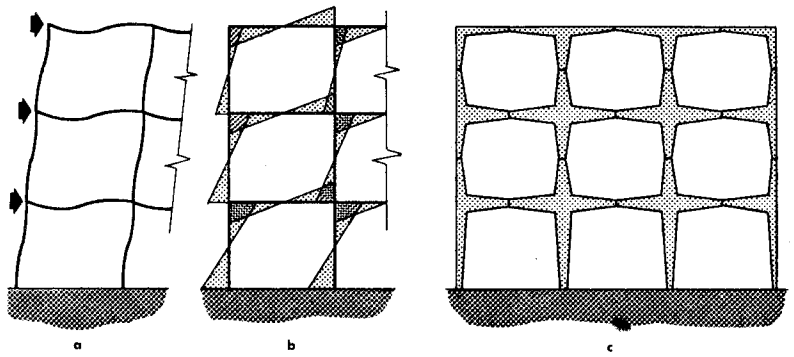


Gbr. 9.4

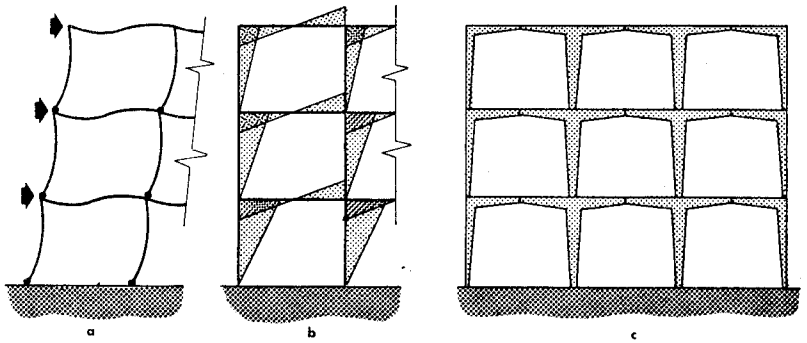
Pada umumnya komponen-komponen dibuat prefab di tempat perakitan sebagai unit-unit kaku; artinya, titik pertemuan kolom-balok adalah menerus dan mampu melawan momen. Kemudian unit ini dirakit di lapangan dan disambung secara sederhana sehingga hanya perlu melawan geser. Dengan demikian, terbentuklah sendi fisik yang tidak bisa meneruskan momen.

Rangka pada Gbr. 9.5c terdiri dari unit-unit berbentuk bintang yang disambung sederhana pada pertengahan kolom dan pertengahan bentang balok. Sendi fisik ditempatkan bersama titik belok pada rangka menerus yang diberi tegangan beban lateral (Gbr. 9.5a, b; 5.15; 7.31). Ukuran-ukuran batang sebanding dengan aliran gaya; maka batang akan membesar pada perpotongan dengan kolom di mana terjadi tegangan geser serta momen maksimum, dan mengecil di tengah-tengah kolom dan tengah bentangan karena di tempat-tempat ini hanya tegangan geser yang harus ditahan.

Pada Gbr. 9.6c unit-unit berbentuk T dan L disendikan satu sama lain untuk membentuk rangka bangunan tinggi. Rangka akan ambruk apabila diberi gaya lateral, serupa dengan sistem rangka yang terdiri dari rangkaian rangka portal dua sendi yang diletakkan di atas dan di samping satu sama lain (Gbr. 9.6a, b).



Gbr. 9.5



Gbr. 9.6

Lagi-lagi ukuran batang berbanding langsung dengan besarnya aliran gaya yang harus dipikul oleh batang tersebut.

SISTEM PANEL DINDING PENDUKUNG BEBAN

Penekanan bagian ini adalah pada dinding fasade karena di sini perancang harus menyelesaikan tidak hanya kualitas pengendalian lingkungan dan struktur, tetapi juga penampilan.

Sistem bangunan dinding pendukung struktural telah dibahas pada Bab 4 dan 5. Bagian ini dibatasi hanya pada pertimbangan panel pendukung beban tipikal.

Pada umumnya panel dinding luar dapat dibagi ke dalam tiga kelompok berdasarkan perilaku strukturnya:

- Panel dinding tirai (curtain wall panel), didukung oleh rangka fasade dan hanya berfungsi untuk menahan gaya angin setempat.
- Panel dinding berdiri sendiri (self-supporting wall panel) yang hanya meneruskan beban sendiri ke pondasi, yang berarti bahwa panel tersebut tidak didukung oleh rangka bangunan; panel ini tidak memikul beban lantai.
- Panel dinding pemikul beban (load-bearing wall panel), yang merupakan bagian terpadu dari struktur bangunan (Bab 5).

Sistem panel prefab yang disebut di atas dapat memuat insulsasi, *finishing* interior, dan jendela. Sistem tersebut juga bisa memuat utilitas seperti penerangan, sistem pengondisian udara, dan pemanasan.

Dinding bisa terbuat dari blok atau panel. Sebuah blok adalah panel kecil yang mempunyai sambungan di dalam dinding ruangan sedangkan panel yang besar tidak mempunyai sambungan di dalam ruangan. Pendekatan dengan menggunakan blok memerlukan banyak unsur sehingga banyak pula sambungannya. Karenanya, sistem ini tidak digunakan secara luas di Amerika Serikat; panel blok lebih banyak digunakan di negara-negara di mana peralatan berat sukar diperoleh.

Panel yang besar dapat membentang secara horizontal dan diberi sambungan pada setiap tingkat lantai (y.i. unit dinding-jendela majemuk) atau dapat membentang secara vertikal melalui beberapa lantai (Gbr. 9.7). Panel dinding bisa merupakan unit tertutup seperti jendela kotak pada Gbr. 9.7j ataupun unit terbuka seperti rakitan berbentuk X pada Gbr. 9.7k. Unit tertutup akan memberikan kekakuan yang lebih besar sehingga memudahkan penanganan.

Panel dinding prefab dapat terbuat dari berbagai macam bahan seperti beton bertulang biasa atau beton ringan, batu, logam, kayu, plastik, ataupun kombinasi dari bahan-bahan tersebut. Beberapa sistem panel dinding akan dibahas pada bagian berikut ini.

Panel dinding beton

Panel beton bisa dibuat prategang untuk menangani dan mengontrol retak-retak yang timbul karena perubahan suhu dan dapat mengontrol deformasi lateral.

Beton pracetak terdapat dalam berbagai bentuk yang berfungsi struktur dan estetika. Beberapa panel pracetak dengan bentuk standar diperlihatkan pada Gbr. 9.7.

Sistem plat yang digunakan sebagai komponen dinding

– *Panel padat (solid panels)*

Panel padat dapat dibuat berlapis tunggal ataupun berlapis banyak, yang di dalamnya terdapat insulasi. Misalnya, insulasi setebal 2 inci di tengah-tengah panel lapis 6 inci dapat dilindungi oleh beton nonstruktur 2 inci. Untuk mengurangi tegangan panas (thermal stress), beton struktur harus berada di bagian dalam, dan beton nonstruktur yang berada di bagian luar dibiarkan bergerak.

– *Panel kosong*

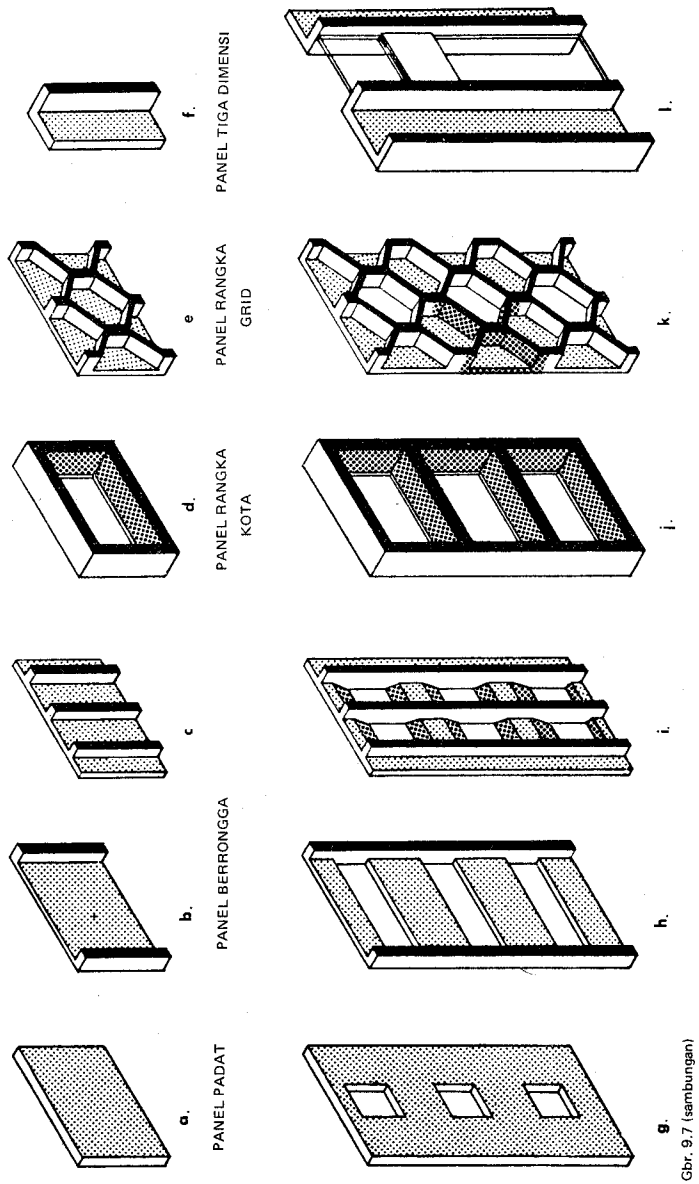
Inti yang berada di dalam panel mempunyai nilai insulasi; ia dapat pula memuat pipa dan kabel.

– *Panel T*

Unit dinding T tunggal dan ganda adalah panel pracetak standar. Unit-unit ini memberi tumpuan yang sangat baik untuk sistem lantai balok. Tegangan-tegangan terpusat yang dihasilkan oleh balok pada dinding langsung diteruskan ke batang T (y.i. kolom) sedangkan flens T berlaku sebagai penutup.

– *Panel bergelombang (undulating and corrugated panels)*

Plat jenis kerang atau lipat diperlihatkan pada bagian luar bangun-



Gbr. 9.7 (sambungan)

an. Pada panel ini disambung panel insulasi rata yang menghadap ke bagian dalam bangunan. Akan tetapi, dinding bisa berupa panel lapis yang di dalamnya terdapat insulasi.

Panel berongga (ribbed panels) (Gbr. 9.7b, c, h, i)

Ketebalan dinding dapat dikurangi dan memerlukan penstabil terhadap tekuk apabila diberi rongga-rongga vertikal. Jenis aksi tegangan kulit yang serupa dengan badan pesawat terbang dapat dicapai, bergantung pada kesinambungan panel dan jumlah bukaan jendela.

Panel rangka kotak (box-frame panels) (Gbr. 9.7d, j)

Rangka jendela berbentuk kotak membentuk dinding struktur. Unit-unit ini bisa diikat satu sama lain secara horizontal untuk membentuk jenis rangka Vierendeel terhadap beban horizontal untuk satu atau beberapa tingkat lantai, bergantung pada tinggi lantai dari panel tersebut. Bahan-bahan vertikal dipikul oleh dinding yang menyerupai rangka.

Panel rangka grid (grid-frame panel) (Gbr. 9.7e,k)

Di sini rangka Vierendeel diganti dengan semacam rangka anyam (latticed truss). Kekuatan yang inheren dari geometri ini jelas sekali.

Panel tiga dimensi

Sistem-sistem panel yang telah dibahas sejauh ini berciri permukaan atau dua dimensi. Apabila suatu plat ditekuk sehingga berbentuk kanal dengan jaring (web) yang relatif tinggi, maka bentuk tiga dimensi tersebut sangat meningkatkan kekakuan dinding. Selanjutnya kekakuan yang mengikat dapat memungkinkan penggunaan balok pengikat nonstruktur untuk membentang di antara unit-unit pendukung.

Panel dinding batu (masonry wall panels)

Secara tradisional, kekuatan tarik, geser, dan ikat yang rendah dari batu tak bertulang telah memaksa perancang untuk menggunakan struktur batu jenis gravitasi. Penyelusuran teknik konstruksi yang ringan dari batu telah menghasilkan aditif campuran semen yang meningkatkan kekuatan tarik dari campuran tersebut sehingga dapat mendekati kekuatan unit batu. Karena perbaikan kekuatannya, panel batu kini dapat dibuat prefab tanpa menggunakan penguatan baja.

Sistem panel dinding pendukung selain beton dan batu hanya diterapkan pada konstruksi bangunan bertingkat rendah.

Panel dinding logam (mental wall panels)

Panel dinding logam dapat menggunakan baja ataupun aluminium. Ada dua jenis sistem dinding: panel dinding lapis dan dinding rangka dengan penunjang.

Panel dinding dengan lapis tunggal dan ganda

Panel lapis tipikal terdiri dari lapisan logam tipis tahan cuaca yang rata ataupun bergelombang, yang diperkaku oleh penulangan vertikal. Untuk mencapai kepasitas menahan beban dan untuk meniadakan keharusan penunjangan horizontal, kulit struktur dapat diterapkan pada permukaan bagian dalam. Busa poliuretan atau serat kaca dapat dimasukkan ke dalam lapisan insulasi di antara kedua kulit logam tersebut.

Dinding rangka penunjang

Sistem rangka penunjang didasarkan atas prinsip dinding penunjang kayu konvensional. Plat dan penunjang diperoleh dari lembar baja yang dirol. Penunjang ini dilas pada muka luar atau dalam dari plat logam sebelah luar.

Sistem dinding komposit

Berbagai sistem dinding komposit telah direncanakan termasuk busa poliuretan yang dicor di antara papan asbes semen dan dikelilingi oleh ekstrusi aluminium. Bagian luarnya dapat ditutupi dengan lapisan epoksi dan agregat batu. Pembahasan ini tidak mencakup dinding komposit karena sistem-sistem tersebut tidak digunakan pada bangunan tinggi saat ini.

SISTEM RANGKA PANEL

Dari pandangan geometris murni, cara untuk membuat kombinasi yang berbeda dari berbagai panel permukaan dengan unsur-unsur linear tidak terbatas. Hanya penerapan yang tipikal dengan menggunakan pendekatan jenis panel permukaan yang akan dibahas di sini.

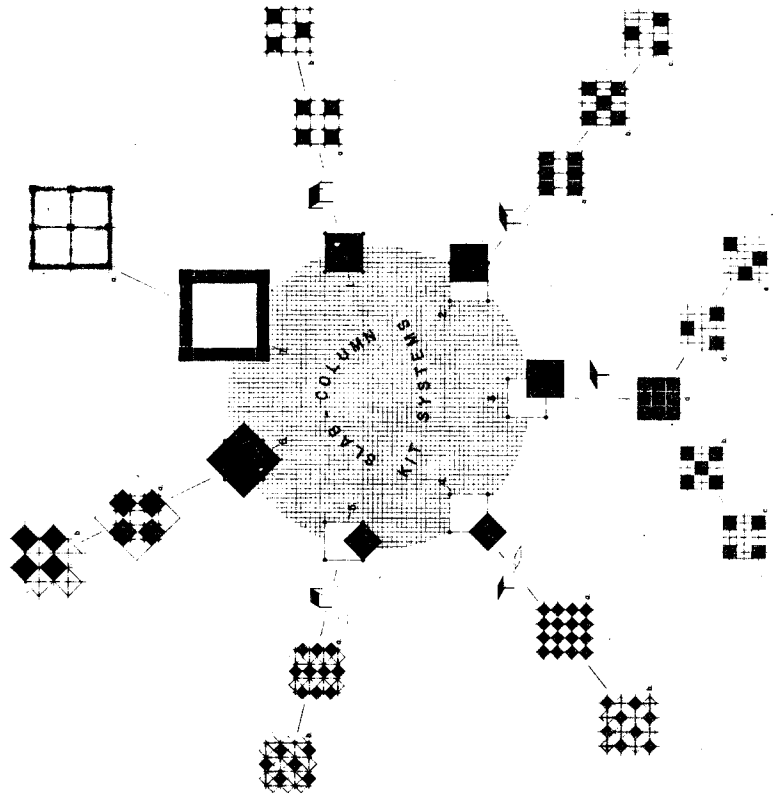
Sistem-sistem rangka panel dapat dikelompokkan sebagai berikut:

- Unit kolom-plat: unit payung dan meja.
- Unit balok-kolom: plat T berflens lebar dan kanal.
- Panel dinding vertikal: panel-panel digunakan untuk menstabilkan jenis bangunan rangka bersendi.

Contoh berbagai jenis sistem kolom-balok yang berbeda diperlihatkan pada Gbr. 9.8. Grid perletakan berukuran kurang-lebih 20 kali 20 kaki, ukuran tipikal untuk sebagian besar bangunan. Akan tetapi, prinsip-prinsip yang dibahas pada bagian ini dapat diterapkan pada pola-pola grid lainnya.

Lingkaran bagian dalam pada Gbr. 9.8 menyatakan kaitan antara komponen plat dengan grid kolom dasar.

- Pada kasus 1, unit plat identik dengan grid kolom sehingga membentuk unit meja berkaki empat.
- Pada kasus 2, unit plat digeser horizontal terhadap grid sehingga membentuk unit meja berkaki dua.



Gbr. 9.8

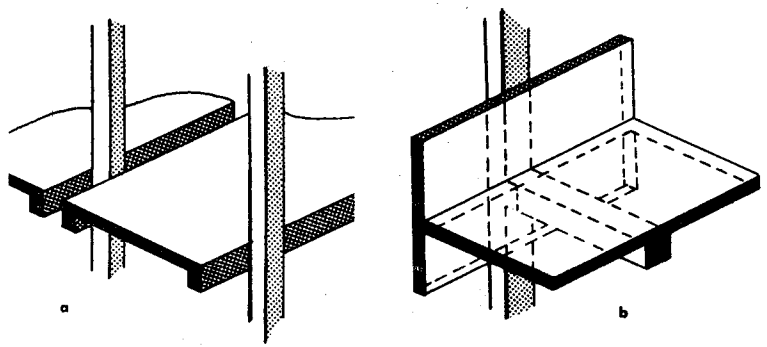
- Pada kasus 3, unit plat digeser horizontal dan vertikal terhadap grid kolom sehingga membentuk meja berkaki satu atau payung.
- Pada kasus 4, 5, dan 6, unit-unit yang telah dibahas dicoba dikembangkan. Akan tetapi, grid struktur yang baru, dibentuk dengan membagi grid dasar secara diagonal.
- Kasus 7 memperlihatkan sistem komposit yang terjadi karena bentangan yang lebih lebar. Plat lantai dua arah ditumpu pada plat balok, yang selanjutnya diteruskan oleh kepala kolom yang disambung secara kaku ke kolom.

Setiap kasus ini selanjutnya dikelompokkan lagi berdasarkan letak unit "meja" di dalam grid struktur. Ruang-ruang di antara unit "meja" tersebut disambung dengan plat-plat lantai antara.

Semua kasus yang diperlihatkan pada Gbr. 9.8 akan berupa konstruksi plat rata pada tahap akhir rakitan. Akan tetapi, rakitan unit-unit ini bersama sambungannya akan menyebabkan distribusi tegangan (y.i. aliran gaya) yang agak berbeda dengan plat menerus cor setempat. Besarnya tegangan dan jenis komponen plat yang digunakan akan menentukan struktur internal unit plat. Unit ini bisa padat, berjenis wafel, atau berongga radial seperti unit payung.

Dari sekian banyak sistem plat-balok, hanya dua yang akan disebut untuk menjelaskan prinsip-prinsip pendekatan plat dari segi geometris.

Plat kanal yang ditunjang oleh kolom yang menerus diperlihatkan pada Gbr. 9.9a. Dapat dibayangkan bahwa plat ini dapat muat di grid pada kasus 1 dari Gbr. 9.8. Ruangan di antara plat kanal diisi dengan beton bertulang cor-setempat sehingga mengikat kolom-kolom ke plat dan menimbulkan aksi rangka menerus. Pada konstruksi baja, rangka lantai prefab terdiri dari balok anak (bar joist), balok pengikat luar, dan papan lantai gipsum untuk lantai.



Gbr. 9.9

Contoh prinsip kolom-balok lainnya adalah plat T berflens lebar pada Gbr. 9.9b. Bayangkanlah jaring dari unit flens lebar yang membentuk plat lebar yang membentuk plat T dan flens yang membentuk balok pengikat. Sebagian besar beban lantai diteruskan langsung melalui balok T dan kolom menerus.

Keuntungan sistem plat-balok yang telah dibahas di atas adalah bahwa penggunaan jumlah elemen lantai hanya sedikit dan kolomnya menerus sehingga memberikan kekuatan dan kemudahan ketika pemasangan.

SISTEM KOTAK BERTINGKAT (MULTISTORY BOX SYSTEMS)

Unit-unit persegi tiga dimensi yang sederhana atau rakitan ruang yang membentuk kotak akan dibahas pada bagian ini. Ini merupakan kasus khusus sistem sel yang mengisi ataupun tidak mengisi ruang, yang jumlah kemungkinannya tak terbatas. Rakitan dasar yang membentuk unit ruang persegi diperlihatkan pada Gbr. 9.19 yang sifat-sifatnya akan dijelaskan di bawah ini. Untuk keterangan lebih lanjut dapat diacu bagian di antara tanda kurung.

- Unit tabung bentuk panjang-sempit tegak (2a)
  horizontal (2b)

- Unit dinding tertutup — bentuk lebar-pendek — tegak (3a), horizontal (3b)
- Bentuk dinding-lantai — panjang-sempit (a, c); pendek-lebar (5a, c); miring: tegak (4b), ke samping (4d, b)
- Unit bentuk H (6a, b)
- Unit terpancung untuk semua bentuk (mis. 2c, 4c)

Dari pandangan ruang, terdapat tiga bentuk dasar:

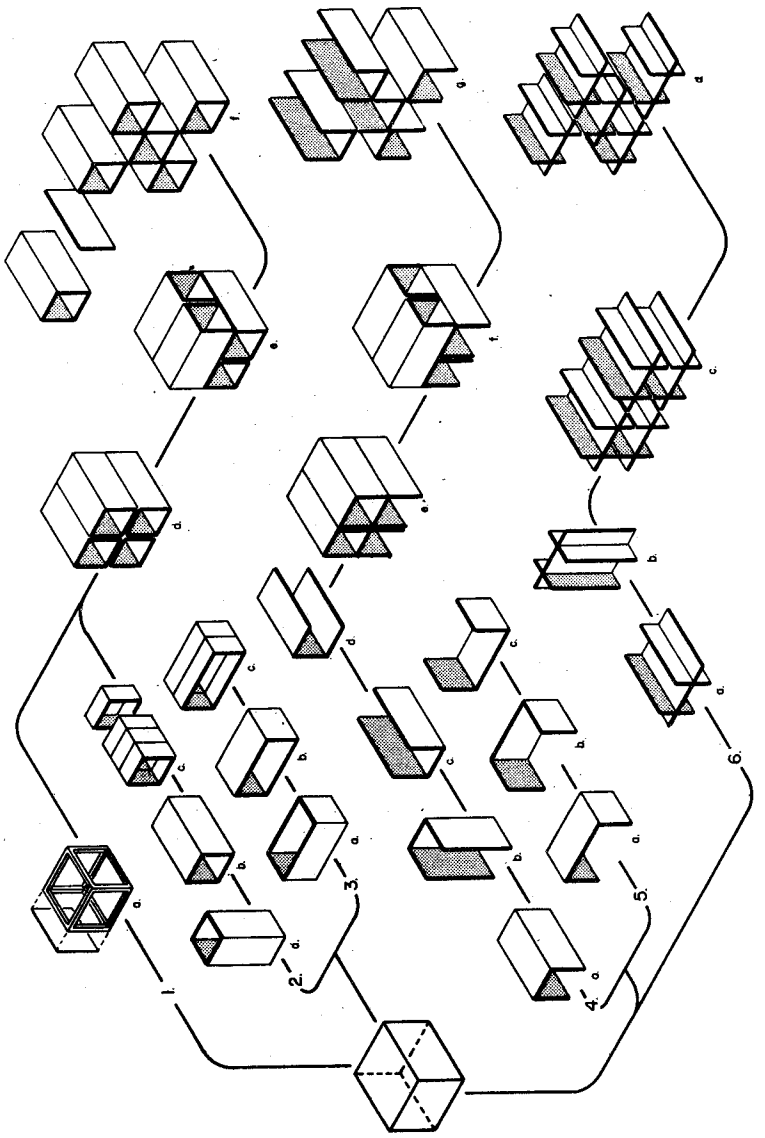
- Bentuk panjang, horizontal, tertutup, membentuk ruang berurut, sehingga menimbulkan efek terowongan.
- Bentuk vertikal tertutup, membentuk interaksi ruang dan lantai.
- Unit terpancung lebar, sempit terpotong, sehingga memungkinkan kebebasan dalam membagi ruang.

Unit-unit rakitan dihasilkan di pabrik (dalam hal ini di luar tapak) atau pada tapak. Ukuran modul buatan pabrik dibatasi oleh persyaratan transportasi di jalan raya menjadi lebar 14 kaki dan panjang 60 kaki; akan tetapi, juga terdapat alternatif angkutan lainnya, seperti helikopter. Untuk mengatasi batasan ukuran tersebut, rakitan bisa dibuat sehingga dapat dilipat, dipotong (4c), ataupun dipancung (2c, 3c).

Tiga prinsip struktur diterapkan pada konstruksi unit kotak. Selain pertimbangan ekonomis, pemilihan struktur bergantung pada bentuk bangunan dasar, jumlah beban yang akan ditunjang oleh unit, dan kondisi sambungan. Struktur sel bisa merupakan salah satu dari tiga jenis sel tersebut.

- Jenis rangka. Rangka kaku terbuat dari baja aluminium, atau beton, dilapis oleh bahan nonstruktur. Sistem ini memberikan fleksibilitas dalam perencanaan karena tidak diperlukan bahan pengisi nonstruktur.

- Jenis kulit tegang. Terdapat aksi komposit dari rangka dan kulit seperti plat baja yang melapisi penunjang baja, kayu lapis di



Gbr. 9.10: Rakitan kotak dasar

atas tonggak kayu, lapisan beton di atas rangka, struktur sarang lebah (honeycomb) yang terbuat dari kertas berkekuatan tinggi. Sistem ini memberikan lebih sedikit fleksibilitas karena kulit struktur harus mempunyai pelubangan sesedikit mungkin.

– Jenis kulit kerang monolit. Kulit adalah strukturnya. Kulit ini menerus sepanjang lantai dan dinding dan dengan demikian serupa dengan tabung kosong. Beton (dalam hal ini swategang) dan plastik (dalam hal ini serat kaca yang digulung oleh filamen) merupakan contoh dari struktur sel ini.

Unit-unit kotak dapat dirangkai dengan cara geometris secara tak terhingga. Beberapa contoh yang diberikan menunjukkan potensi prinsip menumpuk dengan hanya satu jenis rakitan, tidak termasuk kemungkinan penggeseran unit secara bolak-balik. Tiga metode penumpukan suatu unit tunggal diperlihatkan pada Gbr. 9.10:

– Penumpukan langsung (2d, 4e, 6c)
– Penumpukan selang-seling (2f, 4g)
– Penumpukan melintang (2e, 4f)

Kotak tabung juga dapat dipakai sebagai balok kosong. Terdapat kemungkinan yang tak terbatas untuk mengombinasikan berbagai unit ukuran kotak dengan rakitan lain yang kebetulan linear (dalam hal ini kolom, balok) permukaan (y.i. plat), atau ruang.

Tiga pendekatan dasar digunakan untuk menunjang pendekatan selular.

– Kelompok berdiri sendiri. Modul ditumpuk satu di atas yang lain, dan pada bagian dasar diperlukan unit yang lebih besar karena meningkatnya beban gravitasi. Penguatan lateral diberikan oleh sambungan sederhana setempat dan atau dengan memberi pascategang rakitan selular tersebut.

– Modul ditumpuk dengan sistem penguat. Unit-unit bisa berdiri sendiri karena gravitasi, tetapi beban lateral harus dipikul oleh sistem struktur yang berdiri sendiri seperti menara, (y.i. sistem

transportasi vertikal), diperkuat oleh tonggak.

– Unit selular dipikul oleh struktur utama seperti ruang dan jaring ruang. Unit-unit ini disetel atau diklip pada rangka. Dengan demikian unit-unit ini serupa karena hanya mendukung diri sendiri.

BAB X

STRUKTUR BANGUN TINGGI LAINNYA

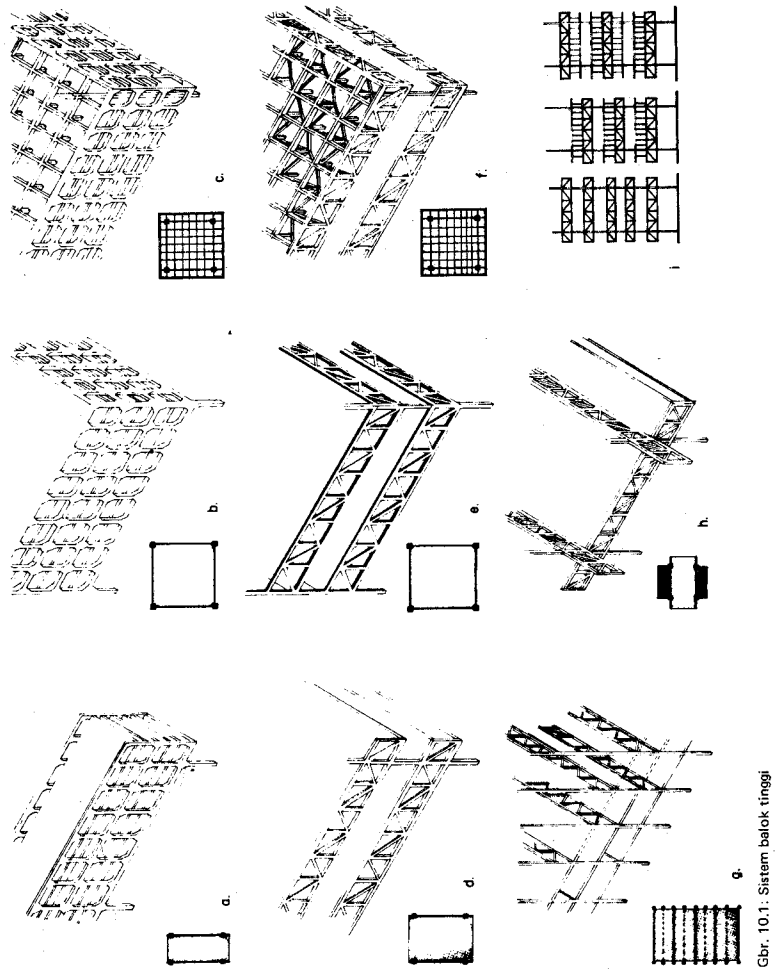
Bab ini akan memperkenalkan cara-cara non-konvensional untuk membangun bangunan tinggi. Walaupun prinsip-prinsip ini tidak baru, penerapannya sebagai sistem struktur ataupun konstruksi baru pada tahap permulaan.

SISTEM BALOK TINGGI

Gambar 10.1 memperlihatkan berbagai kemungkinan susunan yang menggunakan prinsip balok tinggi.

Seluruh fasade dapat dibangun sebagai suatu kesatuan balok dinding yang ditunjang oleh kolom dan membentang pada lantai dasar. Balok-balok fasade ini bisa sejajar dengan sumbu memanjang bangunan (Gbr. 10.1a), dapat juga membentuk fasade pembungkus (facade envelope) apabila denah bangunan kurang-lebih bujursangkar (Gbr. 10.1b), atau bisa juga melintang bangunan pada kedua arah sehingga membentuk sangkar tiga dimensi yang kaku (Gbr. 10.c).

Balok tinggi yang hanya selantai dapat disusun sehingga menghasilkan ruang-ruang bebas di satu atau lebih lantai. Balok-balok ini dapat digunakan pada dua fasade sejajar, atau pada keempat fasade (Gbr. 10.1d,e), atau di dalam sangkar tiga dimensi (Gbr. 10.1f). Lantai tambahan dapat dibangun di atas atau digantung dari sistem rangka lantai Gbr. 10.1i). Rangka sejajar setinggi lantai bisa membentang selebar bangunan secara selang-seling (Gbr. 10.1g) atau dilapis sehingga tegaklurus terhadap satu sama lain (Gbr. 10.1h).



Gbr. 10.1: Sistem balok tinggi

SISTEM GANTUNG UNTUK BANGUNAN TINGGI

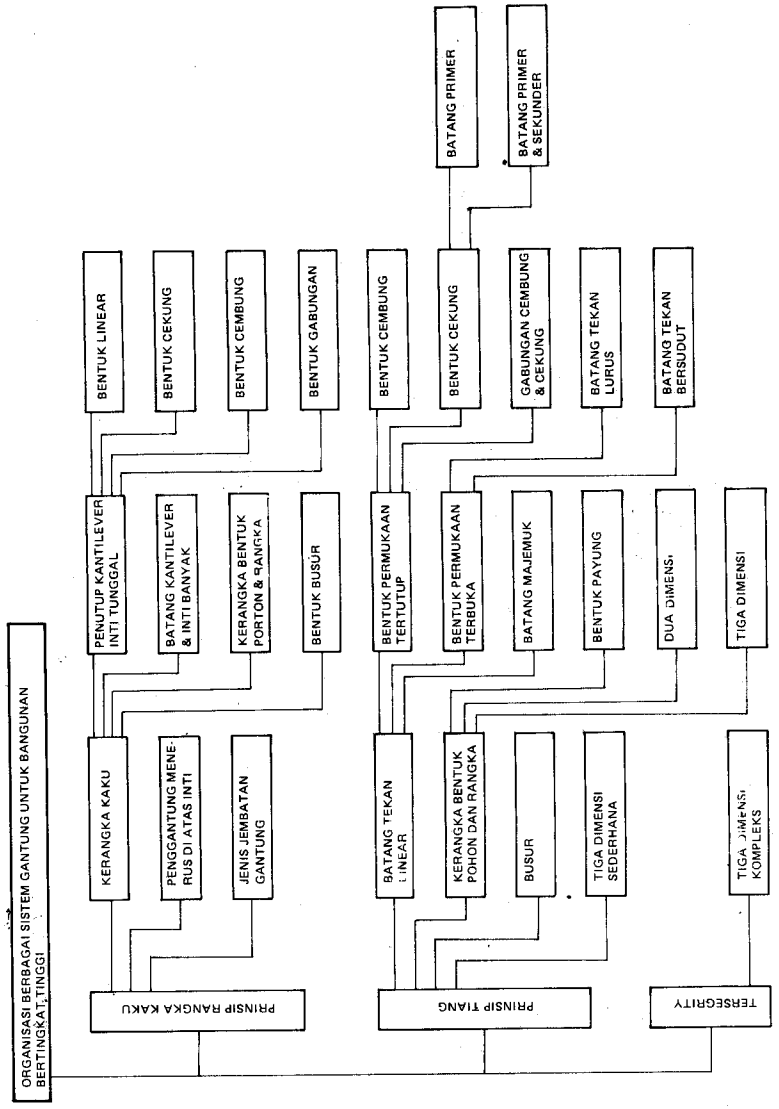
Sistem gantung sangat menarik karena penggunaan bahannya sangat efisien dan karena kemampuannya untuk membentang lebar. Dalam menggantung, semua bahan hanya dapat dipikul secara tarik sehingga tidak perlu mengurangi beban yang diizinkan akibat ketidakstabilan lentur dan tekuk. Dengan demikian maka ukuran penampang batang tarik dapat diperkecil. Ekonomi bahan meningkat karena kapasitas kekuatan batas kabel baja yang tinggi sehingga dapat mencapai kekuatan enam kali kekuatan baja struktur biasa. Akan tetapi, karena kabel tidak kaku terhadap lenturan, maka struktur gantung akan bergerak apabila ada perubahan pembebanan. Ketidakstabilan yang inheren di dalam sistem kabel (y.i. ketidakstabilan aerodinamis) menyulitkan proses rancangan dan pelaksanaan; stabilisasi seluruh bangunan adalah faktor rancangan yang menentukan. Selanjutnya konsentrasi tegangan yang tinggi pada batang tarik akan menimbulkan masalah di tempat-tempat sambungan.

Selama empat sampai lima dasawarsa terakhir, beberapa bangunan tinggi dan sejumlah usulan proyek telah menggunakan prinsip-prinsip gantung sebagai sistem struktur utamanya. Sistem gantung menggunakan berbagai bentuk geometri, bergantung pada metode pemasangan, biaya, waktu, dan persyaratan ruang yang diinginkan.

Pada halaman-halaman berikut diupayakan untuk mengelompokkan bangunan-bangunan tinggi. Seluruh organisasi ini diberikan pada Tabel 10.1. Pengelompokan utama dibuat berdasarkan perbedaan perilaku strukturnya:

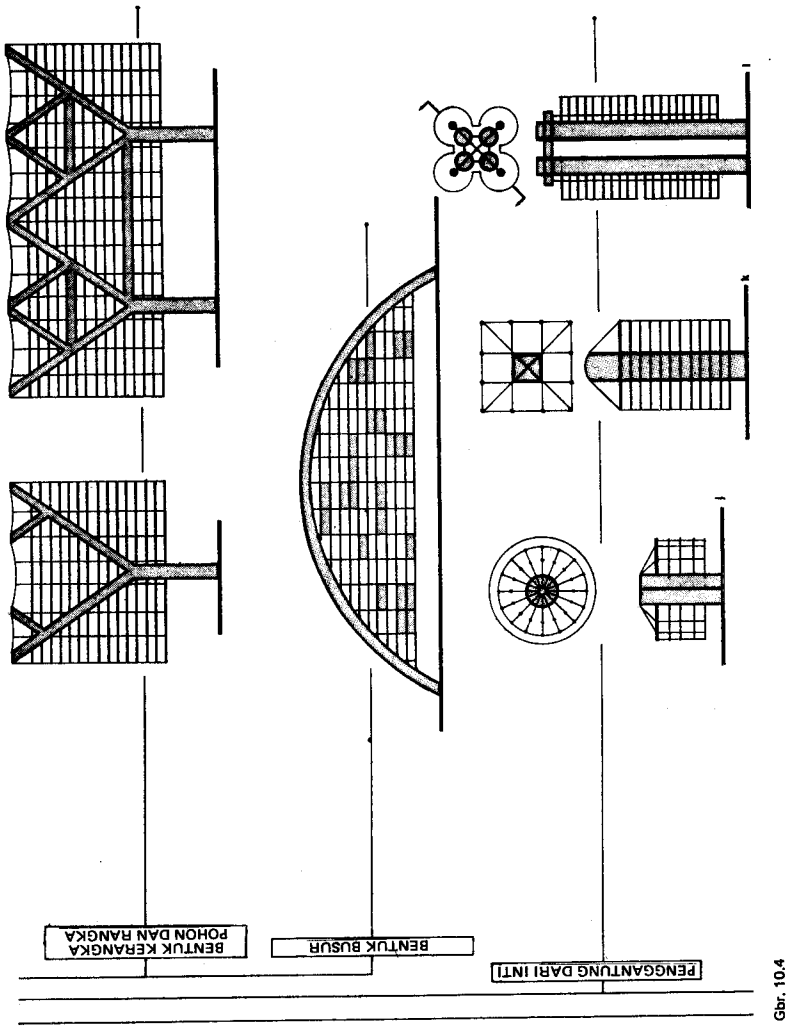
- Prinsip inti kaku (rigid core)
- Prinsip tiang utama (guyed mast)
- Prinsip *tensegrity*

Masing-masing topik di atas dibagi lagi dalam hubungannya dengan hal-hal berikut:

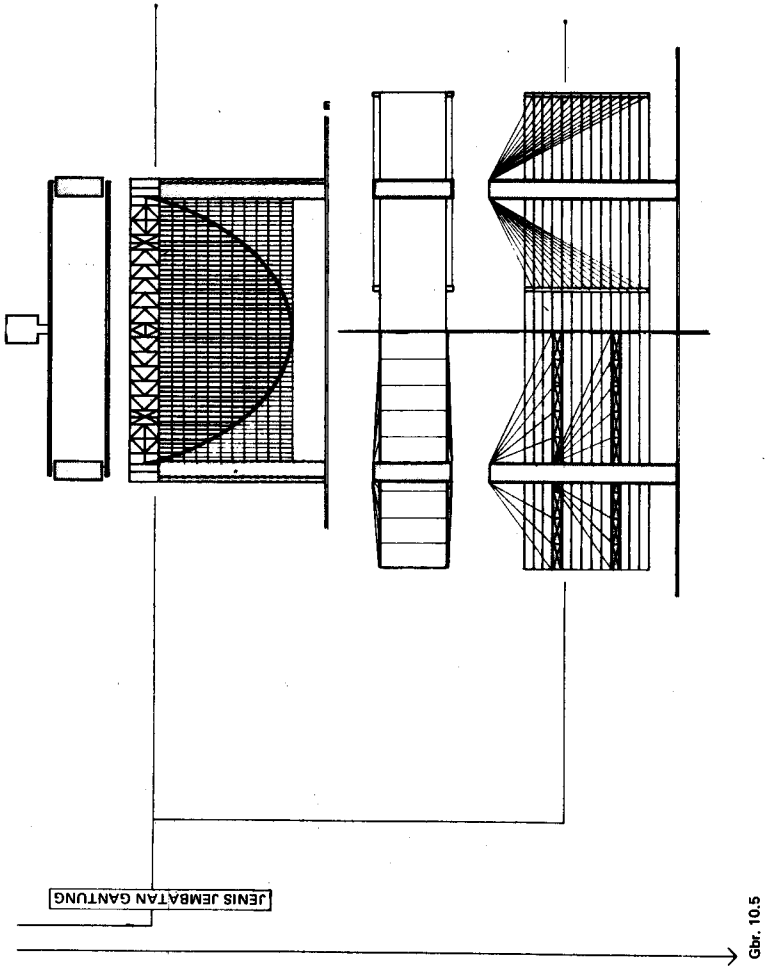


Gbr. 10.2

Gbr. 10.3



Gbr. 10.4



Gbr. 10.5

- Jenis sistem penggantung kabel
- Jenis sistem kabel
- Bentuk geometris

Kebanyakan bangunan gantung saat ini menggunakan prinsip inti kaku. Sebuah atau beberapa inti memikul seluruh berat bangunan dan menahan lentur akibat angin dan efek kantilever. Gbr. 10.2 sampai 10.5 memperlihatkan berbagai jenis sistem inti pendukung di mana lantai-lantai digantung. Beberapa keterbatasan sistem ini adalah sebagai berikut:

- Seluruh gaya lateral dipikul oleh inti.
- Gerak relatif antara penggantung dan inti harus diperhitungkan.
- Pondasi yang harus disediakan untuk inti cukup besar.

Kategori utama yang kedua untuk bangunan gantung tinggi menggunakan prinsip tiang penggantung (Gbr. 10.6.10.10). Kabel-kabel dibuat pratekan dan diangker langsung ke tanah atau didukung oleh sistem struktur lainnya. Tiang akan bereaksi terhadap tarikan dalam keadaan tekan dan menstabilkan ruang; maka seluruh bangunan dibuat pratekan. Karena kabel dibuat prategang, maka kabel tersebut akan menyerap gaya-gaya lateral dan menunjang lantai-lantai yang menggantung sekaligus memperoleh kembali bentuk semula.

Kategori ketiga, yaitu struktur *tensegrity*, merupakan sistem tertutup yang terdiri dari unsur tarik yang menerus dan batang tekan individual (tak menerus). Seluruh sistem harus dibuat pratekan agar menjamin kestabilan. Sampai saat ini prinsip ini telah diterapkan oleh para seniman (Gbr. 10.11) atau ditelaah dalam bentuk model oleh para peneliti. Walaupun *tensegrity* menghasilkan pemecahan yang optimum terhadap berat minimum dalam bentuk model oleh para peneliti. Walaupun *tensegrity* menghasilkan pemecahan yang optimum terhadap berat minimum bahan dan terdiri atas unsur-unsur yang berulang, konfigurasi ruang yang rumit akan membatasi perancang dan pelaksananya.

Sifat antigravitasi ini tidak hanya menentang persepsi tradisional terhadap suatu bangunan, tetapi juga menuntut tinjauan kembali yang menyeluruh terhadap proses membangun, penafsiran terhadap perilaku bangunan, dan juga terhadap metode pembuatan detail.

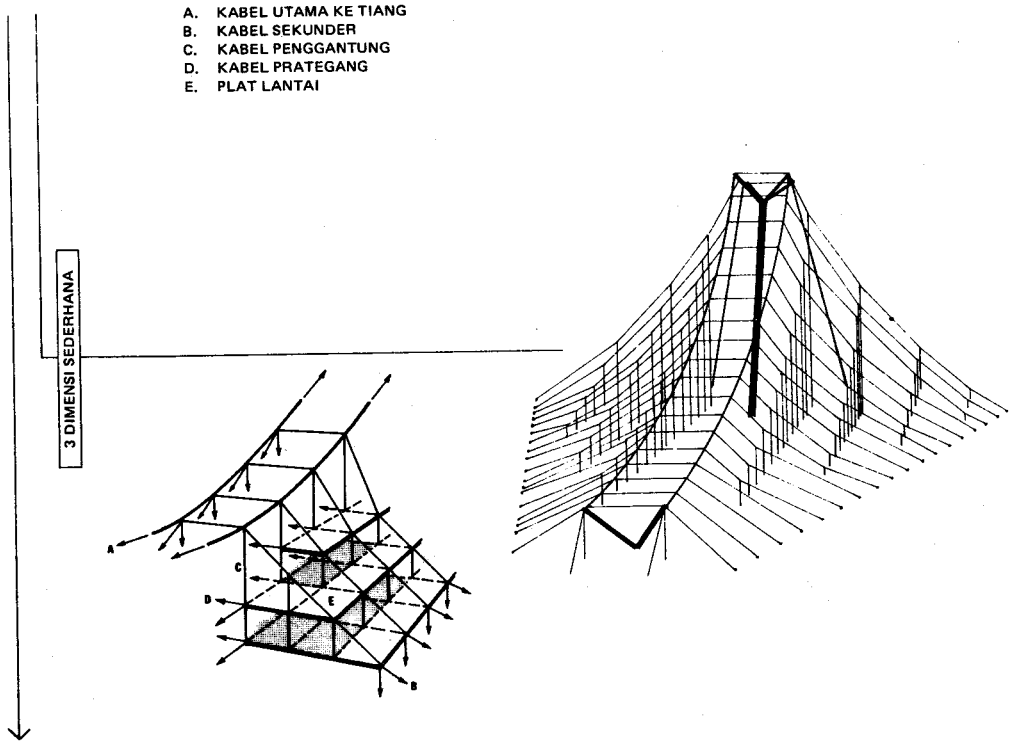
Gbr. 10.6

Gbr. 10.7

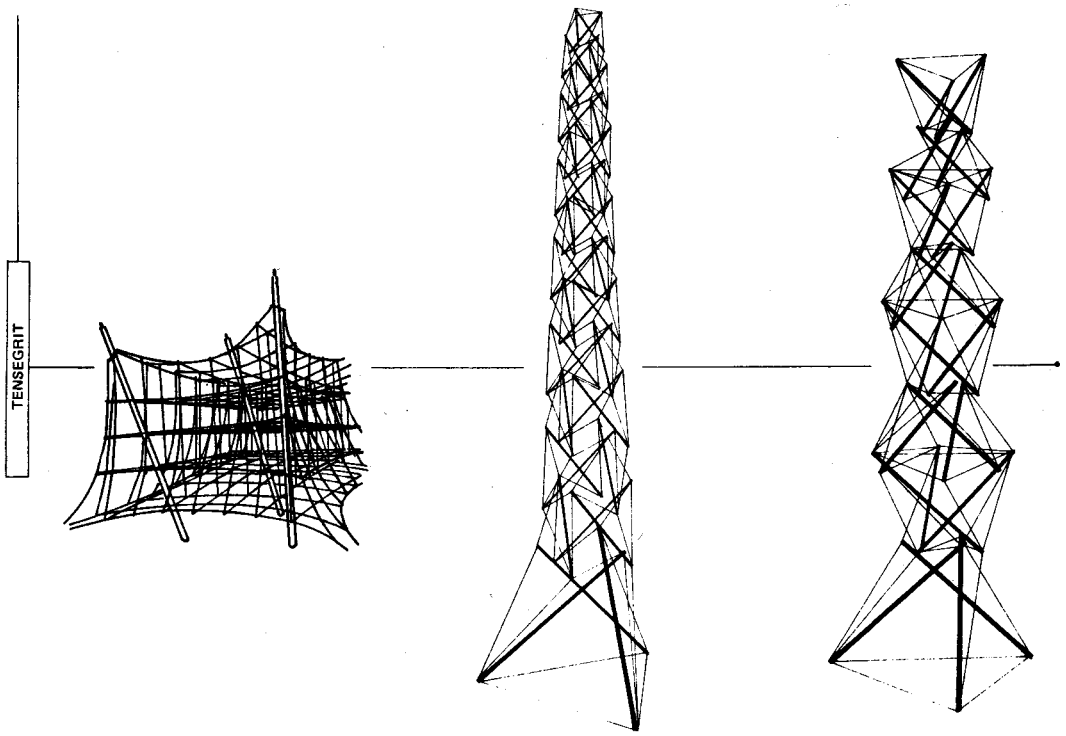
Gbr. 10.8

Gbr. 10.9

A. KABEL UTAMA KE TIANG
B. KABEL SEKUNDER
C. KABEL PENGGANTUNG
D. KABEL PRATEGANG
E. PLAT LANTAI



Gbr. 10.10



Gbr. 10.11

BANGUNAN TINGGI PNEUMATIK

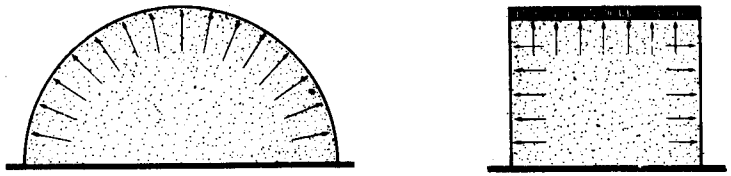
Kesadaran manusia terhadap pneumatika dapat ditelusuri sampai 200 tahun yang lalu (pengamatan terhadap balon), tetapi penerapan prinsip-prinsip ini baru ditemukan akhir-akhir ini saja. Selama dasawarsa terakhir atau lebih, berbagai gelanggang pameran dan stadion menggunakan struktur pneumatik bertekanan dan berdiri rendah untuk bentangan sampai dengan 722 kaki (Stadion Pontiac, Michigan, 1975). Akan tetapi, struktur ini biasanya merupakan pemecahan terhadap masalah yang berkaitan dengan ruang serbaguna di mana banyak orang bisa ditampung pada ketinggian tertentu. Apabila diperlukan lebih dari satu ketinggian, biasanya ruang dibagi secara vertikal dengan konstruksi konvensional. Tidak akan terjadi struktur konvensional akan disatukan dengan struktur pneumatik.

Prinsip struktur pneumatik terletak pada selaput yang relatif tipis yang didukung oleh perbedaan tekanan. Dengan kata lain, tekanan dari ruang yang dilingkupi lebih tinggi daripada tekanan atmosfer. Perbedaan tekanan akan menyebabkan tarikan pada membran. Membran hanya bisa stabil apabila dalam keadaan tarik. Gaya tekan yang diinduksi oleh gaya-gaya luar harus segera diatasi oleh peningkatan tekanan internal atau dengan menyesuaikan bentuk membran apabila membran tersebut cukup fleksibel. Tegangan yang terjadi pada membran harus berada di bawah batas yang diperbolehkan untuk membran tersebut.

Ada dua jenis struktur pneumatik: yang didukung oleh udara dan yang dipompa.

Struktur yang didukung oleh udara menggunakan tekanan positif yang rendah (3–6 psf) untuk mendukung membran dengan luas tertentu. Udara harus dipasok secara terusmenerus karena adanya kebocoran, terutama pada pintu-pintu masuk bangunan. Gbr. 10.12 memperlihatkan struktur pneumatik ini.

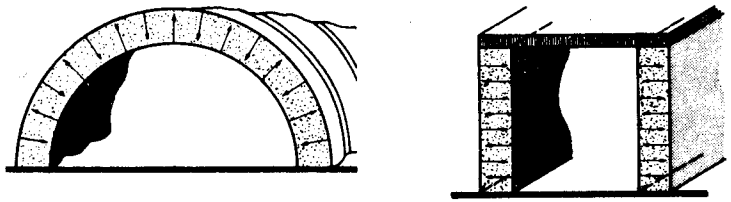
Struktur yang dipompa dengan udara membentuk bagan-bagan struktur konvensional (dinding, balok, kolom, busur, dsb.).



a. b.

Gbr. 10.12

Kekakuan bagan-bagan tersebut dihasilkan melalui tekanan udara yang terdapat di dalam bentukan membran (30–40 psf, bandingkan dengan tekanan ban mobil sebesar kira-kira 4300 psf). Saat ini terdapat dua jenis struktur yang dipoma: sistem dinding ganda (*dual wall system*, Gbr. 10.13b) dan sistem bertulang yang dipompa (*inflated rib system*, Gbr. 10.13a).

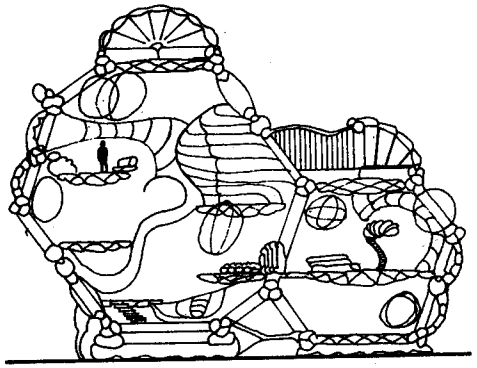


a. b.

Gbr. 10.13

Sampai saat ini struktur pompa lebih sering digunakan karena biayanya relatif murah, rancangan dan pengemasannya lebih sederhana, dan membran yang tersedia memadai. Akan tetapi, struktur ini mempunyai potensi paling besar untuk diterapkan pada bangunan tinggi, bukan hanya karena kemampuannya untuk berdiri sendiri, melainkan karena kemampuannya untuk menunjang struktur yang dihubungkan dengan struktur ini.

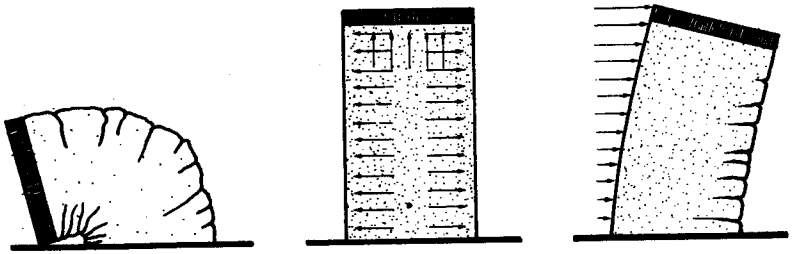
Pada tahun-tahun terakhir ini beberapa orang mencoba meneliti bangunan tinggi pneumatik. J.P. Jungmann melakukan pendekatan sebagai perancang bangunan tinggi yang dipompa dan telah mengembangkan organisasi bentuk yang mampu membuat hunian bertingkat dengan potensi pertumbuhan organik (Gbr. 10.14).



Gbr. 10.14: Rumah percobaan pneumatik

Prof. Jens G. Pohl dari Polytechnic State University di San Luis Obispo telah mengembangkan suatu pendekatan teknologis terhadap bangunan tinggi pneumatik mutakhir, baik teori maupun penerapannya.

Premis dasar Pohl dapat diterangkan melalui contoh tabung yang dipompa dan diikat pada kedua ujungnya seperti pada Gbr. 10.15. Apabila udara dipompakan ke dalamnya, tekanan internal akan menyebabkan kulit tabung menerima tegangan tarik sementara kedua ujung yang diikat didorong sehingga menjauh. Dengan diberi tekanan demikian, ujung atas yang diikat dapat mendukung beban dari atas ataupun digantung di bawahnya.



Gbr. 10.15: Premis dasar Pohl

Perlawanan tabung yang dipompa terhadap keambrukan oleh tegangan lentur, tekuk, atau torsi langsung bergantung pada rasio kepipihan kolom dan rasio antara beban terhadap tekanan internal. Pada umumnya kolom fleksibel akan ambruk apabila tekanan aksial dan momen lentur meniadakan tegangan tarik yang terdapat pada kulit kolom atau membran. Sewaktu-waktu kapasitas daya dukung beban menurun tajam karena lengan momen yang selalu meningkat disebabkan oleh ayun lateral bangunan. Hal ini menaikkan momen lentur. Pohl menyarankan beberapa pemecahan untuk masalah ini dalam hubungannya dengan masalah-masalah teknis lain yang menyangkut bangunan tinggi.

Salah satu masalah pokok yang belum ditelaah secara mendalam menyangkut efek fisiologis dari suatu lingkungan yang bertekanan udara. Sedikit yang diketahui tentang ini kecuali beberapa kasus yang pernah terjadi yang menyangkut orang-orang yang bekerja di pertambangan di bawah tanah atau air. Sekarang tampaknya cukup layak untuk bekerja dengan tekanan 1 sampai 2 atmosfer (0–14 psi tekanan internal) dan tetap menghasilkan cukup tekanan untuk menstabilkan sebuah bangunan pneumatik tinggi.

Beban lantai tipikal untuk suatu bangunan tinggi dapat dianggap W = 140 psf. Maka suatu tekanan internal sebesar 1 psi = 144 psf di atas tekanan atmosfer akan diperlukan untuk menunjang setiap lantai pada bangunan tersebut. Tekanan ini harus ditingkatkan karena adanya pengurangan kekuatan membran akibat rasio kepipihan. Pohl menunjukkan bahwa untuk suatu bangunan berlantai delapan dengan tinggi 100 kaki dan lebar 50 kaki, tekanan yang diperlukan adalah 8.85 psi (Acuan 10.10).

Dengan menganggap bahwa per lantai adalah 1 psi, maka untuk 8 lantai, 8(1) = 8 psi akan diperlukan. Akan tetapi, karena efek kepipihan, maka diusulkan 8,85 psi sehingga meningkatkan tekanan sebesar 10%. Tekanan internal ini masih jauh di bawah 14 psi yang pada saat itu dianggap cukup aman untuk bekerja.

Kulit membran yang fleksibel dalam suatu bangunan tinggi pnemumatik adalah struktur sekaligus penutup bangunan. Sebagai

struktur ia harus mampu menahan beban seperti bangunan konvensional lainnya. Akan tetapi, teknologi masih belum menghasilkan kulit fleksibel dan ekonomis yang cukup kuat untuk melakukan hal ini sendiri. Untuk bangunan berlantai delapan yang barusan disebut (Gbr. 10.16), gaya *hoop* akan menjadi:

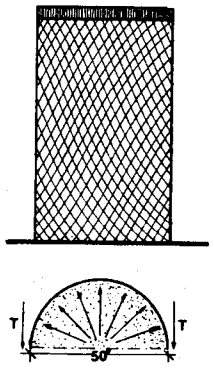
$$T = pr = 8{,}85\ (25\text{x}12) = 2650\ \text{lb/in. dari tinggi}$$

Untuk selaput dengan ketebalan 0,3 in., tegangan tarik pada kulit akan menjadi:

$$f = \frac{T}{A} = \frac{2650}{1(0{,}13)} = 20{,}4\ \text{ksi}$$

Apabila faktor keamanan dianggap sama dengan 2, maka kapasitas bahan haruslah:

$$f = 2(20{,}4) = 40{,}8\ \text{ksi}$$



Gbr. 10.16

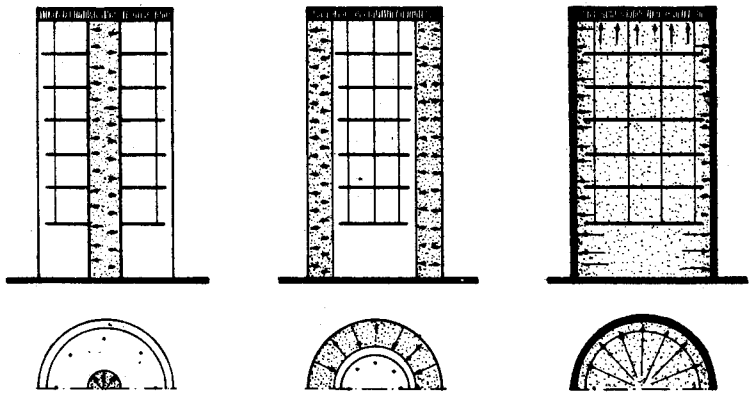
Tegangan tarik yang tinggi ini adalah sebab utama penggunaan sistem jaringan kabel yang lebih kuat. Apabila diperlukan, jaringan ini bekerja dengan membran untuk memungkinkan tekanan

yang lebih tinggi. Gambar 10.16 memperlihatkan sistem jaringan kabel yang dapat digunakan.

Sebagai penutup bangunan, kulit ini harus melindungi bangunan terhadap perolehan panas (heat gain) dan kehilangan panas (heat loss), meneruskan cahaya, dan yang paling penting untuk struktur pneumatik adalah agar dapat membatasi keruntuhan pada permukaan untuk mencegah hilangnya tekanan.

Beberapa masalah lain yang belum terpecahkan berhubungan langsung dengan faktor tekanan, termasuk kesulitan mekanis untuk masuk dan keluar; keamanan dalam hubungannya dengan pemeliharaan tekanan rancangan dan bahaya kebakaran; dan sifat serta penampilan bahan selaput yang memadai yang beberapa di antaranya sudah disebutkan.

Pohl telah mengembangkan beberapa pemecahan rancangan untuk struktur pneumatik berlantai 10. Karena menyadari akan masih banyaknya masalah yang berkaitan dengan pemukiman manusia dalam suatu lingkungan yang diberi tekanan, ia telah menciptakan beberapa skema untuk bangunan tinggi pneumatik yang tidak memerlukan lingkungan kerja yang diberi tekanan. Untuk lingkungan kerja tanpa tekanan, pendukung atas bangunan ditunjang oleh kolom bertekanan tinggi di tengah-tengah struktur

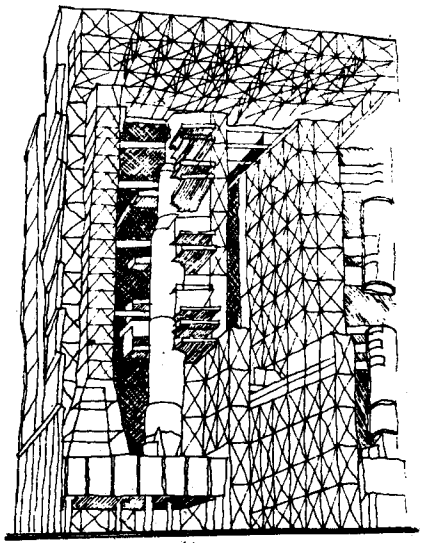


Gbr. 10.17

(Gbr. 10.17a) atau oleh silinder bertekanan tinggi di sekeliling bangunan (Gbr. 10.17b). Bangunan yang tidak memiliki lingkungan kerja yang diberi tekanan dapat menggunakan selaput fleksibel dan sistem jaringan kabel di sekeliling bangunan, atau dinding berdiri sendiri yang kaku seperti pada Gbr. 10.17c. Dalam setiap kasus di atas, lingkungan yang diberi tekanan terutama mendukung bagian atas bangunan, dan dari sini semua lantai digantung (Acuan 10.11).

RANGKA RUANG DITERAPKAN PADA BANGUNAN TINGGI

Rangka ruang (space frame) terdiri dari suatu susunan tiga dimensi dari batang-batang lurus. Batang-batang ini bisa kaku atau dihubungkan dengan sendi, atau dapat pula berupa gabungan antara keduanya. Dalam suatu sistem sambungan sendi, beban yang terjadi ke sambungan dari berbagai arah akan dilawan secara aksial.

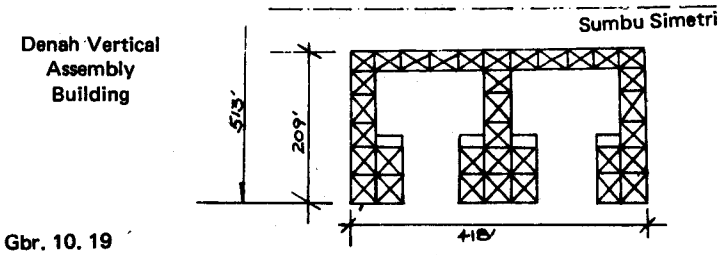


Gbr. 10.18: Vehicle Assembly Building, Cape Kennedy.

Lentur dihasilkan oleh fek sekundar. Rangka ruang adalah struktur paling kaku yang menggunakan bahan paling sedikit karena batang-batang bereaksi langsung terhadap beban.

Rangka ruang dapat dirakit dari jumlah unsur prefab standar yang minim, dan karena itu dapat dibongkar (bergantung pada jenis sambungan) dan digunakan kembali tanpa membuang bahan. Keuntungan lain adalah potensinya untuk membagi ruang.

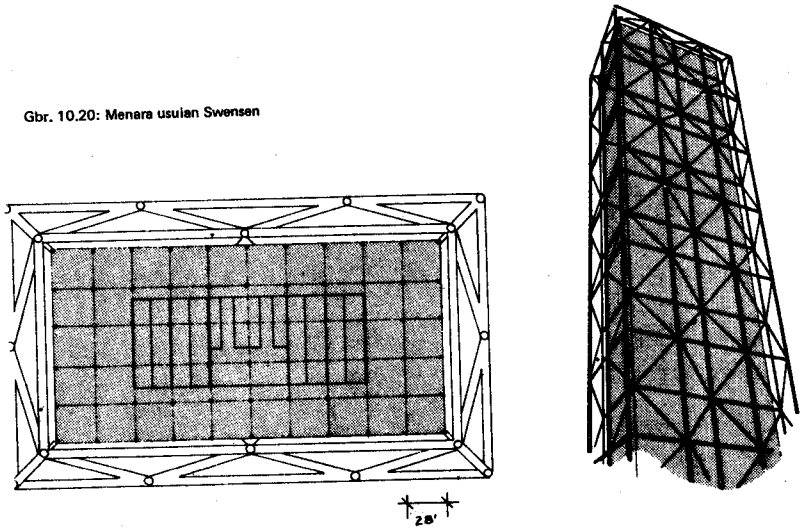
Rangka ruang terutama digunakan sebagai sistem bentang panjang untuk atap datar di mana diperlukan ruang bebas kolom (gelanggang renang, pabrik, bangsal pertemuan, dsb.). Rangka ini dapat digunakan untuk menara transmisi listrik an kubah geodesi dengan perakitan ganda. Rangka ruang ini dapat berfungsi pada bangunan tinggi; ia bisa menggantikan batang/komponen standar konvensional seperti dinding dan lantai (y.i. balok) atau dapat juga membagi ruang kehidupan dalam suatu cara polihendral dan rapat. Vehicle Assembly Building di Cape Kennedy, Florida, yang dirancang oleh Arsitek Max O. Urbahn, menggunakan jenis konstruksi yang pertama (Gbr. 10.18). Bangunan ini merupakan yang terbesar di dunia dalam hal volume yang dilingkup olehnya: tingginya setara dengan pencakar langit 50 lantai, dan demikian besar sehingga kadang-kadang awan mengembun di dalamnya dan hujan turun. Bangunan ini terdiri dari tiga menara yang merupakan kantilever vertikal yang melawan gaya-gaya lateral. Susunannya dalam denah adalah seperti dua huruf E yang saling membelakangi. Kedua blok bangunan diperlaku dengan diafragma horizontal (Gbr. 10.19).



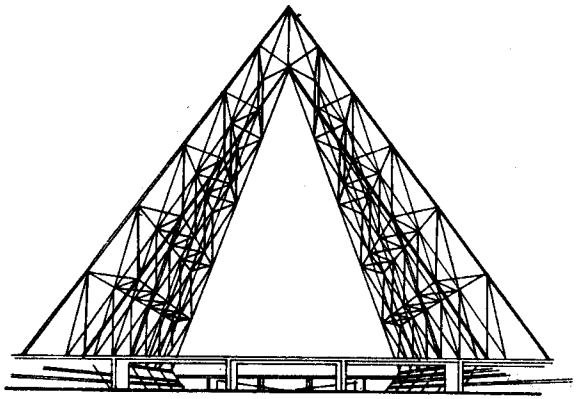
Gbr. 10. 19

Dengan cara yang sama, Alfred T. Swenson merencanakan menara kantor-apartemen 150 lantai (Gbr. 10.20). Rangka ruang eksternal ini memikul 100% dari beban gravitasi dan 65% dari baja struktur pada keliling bangunan, suatu langkah yang amat perlu untuk mengimbangi persoalan guling oleh angin terhadap struktur yang demikian tinggi. Pipa-pipa baja di bagian dasar bangunan berdiameter 4 inci dengan ketebalan dinding pipa 1½ inci. Bagian pipa yang kosong diisi air yang mengalir mengikuti prinsip gravitasi ketika terjadi kebakaran sehingga mengendalikan suhu di dalam struktur rangka ruang.

Gbr. 10.20: Menara usulan Swensen



Struktur tetrahedra yang direncanakan oleh Stanley Tigerman, suatu contoh jenis kedua (Gbr. 10.21), menggunakan sebuah rangka A tiga sendi untuk memuat suatu lingkungan perkotaan. Diharapkan bahwa kekuatan inheren dari bentuk tersebut dan pembagian ruangnya akan mampu mengatasi keterbatasan pencakar langit vertikal yang terkantilever.

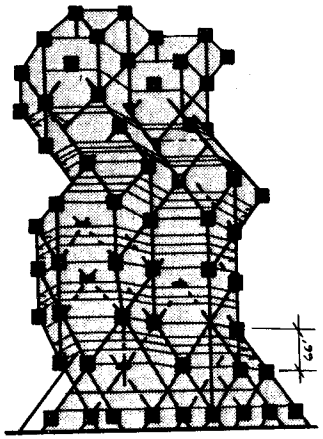


Gbr. 10.21: Rangka A oleh Tigerman

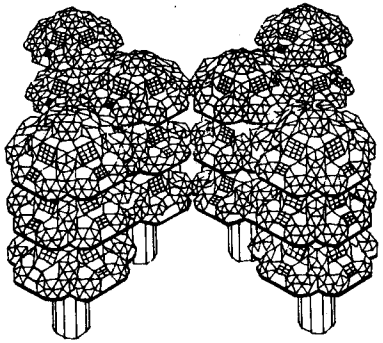
Louis Kahn merencanakan suatu bangunan setinggi 616 kaki yang benar-benar dibagi oleh rangka ruang (Gbr. 10.22). Lantai-lantai didukung oleh tetrahedron setinggi 66 kaki. Pada titik pertemuan, ia menyajikan ruangan setinggi 11 kaki untuk menempatkan servis mekanis. Lantai-lantai pada tingkat noda merupakan bagian dari rangka ruang, tetapi ketinggian lantai-lantai antara dimungkinkan beragam.

Sistem lain yang diusulkan oleh Gunter Gunschel menggunakan kelompok-kelompok rangka ruang tiga dimensi yang dihubungkan dengan kolom inti pusat.

Penggunaan rangka ruang tidak hanya dapat diterapkan untuk bangunan individual, tetapi juga bisa untuk lingkungan makro perkotaan. Eckhard Schulze Fielitz, Yona Friedman, dan para metabolis di Jepang telah mengusulkan berbagai rencana untuk menggunakan rangka ruang untuk menutupi bagian-bagian kota. Ruang yang terbagi dianggap sangat mampu menyesuaikan diri terhadap perubahan; ia memungkinkan aliran dan pertukaran komponen kehidupan dan unit-unit kerja secara bebas.



Gbr. 10.22: Menara usulan Khan

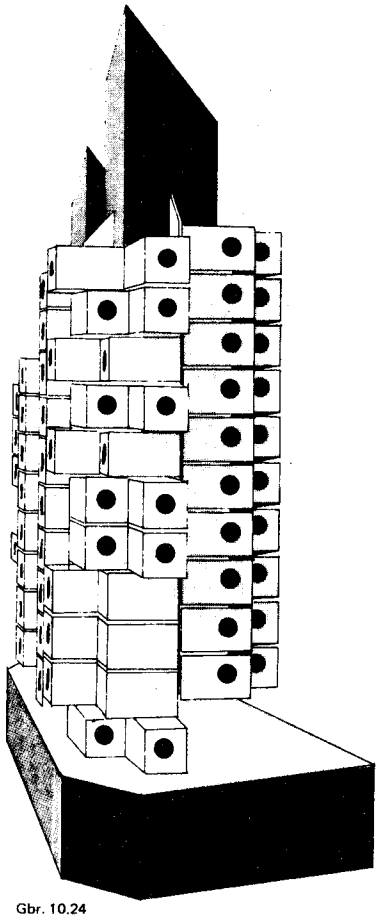


Gbr. 10.23: Menara usulan Genschel

ARSITEKTUR KAPSUL

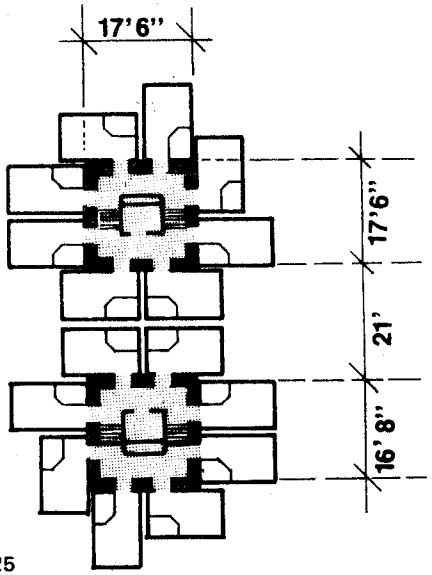
Arsitektur kapsul merupakan suatu perkembangan baru dalam konstruksi bangunan tinggi. Karena hanya terdapat beberapa contoh, maka hanya satu kasus khusus yang akan dibahas: Nagakin Capsule Tower di Tokyo, Jepang, oleh Kisho Kurokawa (Acuan 10.7).

Dalam kata-kata Kurokawa sendiri, salah satu sasaran yang arsitektur kapsul ingin mencapainya adalah produksi ruangan individual secara massal 100%, dan ia hampir berhasil melakukannya dalam skala terbatas. Pada Nagakin Capsule Tower yang baru saja diselesaikan (Gbr. 10.24), Kurokawa menggunakan dua inti



Gbr. 10.24

pusat di mana dikait 140 buah kapsul. Kapsul-kapsul ini meng-antilever dari dua inti yang terpisah (Gbr. 10.25) dan tidak mendukung satu sama lainnya. Ruang bebas vertikal dan horizontal di antara keduanya adalah masing-masing 12 dan 8 inci. Tinggi masing-masing kapsul adalah 8 kaki, lebar 8 kaki, dan panjang 13 kaki serta mempunyai berat 4 ton tanpa perabotan.



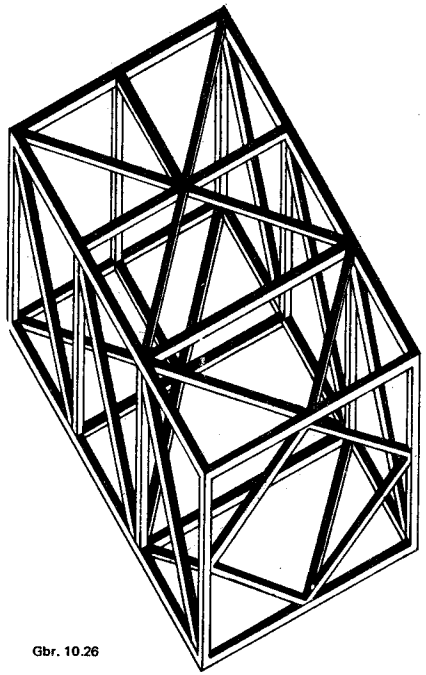
Gbr. 10.25

Kapsul ini merupakan kotak rangka baja ringan yang dilas. Pemasangan kotak ini (Gbr. 10.26) hampir sama dengan proses yang digunakan untuk membuat kontainer kapal yang besar. Sebuah *jig* kontainer yang telah diperbaiki menjadi dasar untuk semua pemasangan rangka permukaan dan pengelasan. Panel eksterior terbuat dari penel baja gelombang yang digalvanis dan diberi lapisan anti karat. Untuk memenuhi persyaratan pencegahan kebakaran, lapisan asbes tambahan diterapkan pada struktur utama dan panel-panel eksterior. Semua kapsul dibuat dengan

cara prefabrikasi dengan pertimbangan tanpa harus melalui jalan raya karena pabrik pembuatannya terletak 280 mil dari tapak proyek.

Kapsul-kapsul ini disusun mengelilingi dua menara beton berjarak 21 kaki satu sama lain, dan memuat ruang lift, tangga, dan tangki air di bagian atas masing-masing menara. Menara-menara ini berlaku sebagai inti pemikul beban lateral dan pemikul berat kapsul. Salah satu menara mempunyai tinggi 175 kaki sedangkan yang lainnya 150 kaki.

Setiap kapsul dihubungkan dengan inti pada keempat sudutnya. Pada sudut-sudut di bagian bawah, kotak baja 4 inci dikantilever 6 inci dari dinding beton, sedangkan pada sudut-sudut di bagian atas, balok I 8 inci dikantilever 6 inci dari dinding beton. Kapsul ini dibaud pada keempat dudukan tersebut.



Gbr. 10.26

Gambar 4.9

D. South Central Bell Telephone Co. Building (30 lantai), Birmingham, Ala., *Design of Stell Structures*, ed. ke-2, oleh Edwin E. H. Gaylord dan Charles N. Gaylord, McGraw-Hill, New York, 1972.

E. Bangunan kantor bertingkat tinggi (28 lantai), Moscow, Rusia, Acuan 5.4.

F. Chase Manhattan Bank (60 lantai), New York, Skidmore, Owings, and Merrill (S.O.M.), *Forum*, Juli 1961; lihat juga *K*.

G. Federal Reserve Bank Building (pilar setinggi 165 kaki dan 43 lantai), New York, Roche-Dinkeloo Architects, *Forum*, Maret 1974.

H. U.S. Steel Building (64 lantai), Pittsburgh, Harrison, Abramowitz dan Abbe, Architects, "Pittsburgh Skyscraper Achieves Breakthrough in Steel Fireproofing", *Architectural Record*, April 1967; "Big Steel Spike", *Forum*, Desember 1971.

K. Chase Manhattan Bank (60 lantai), New York (S.O.M.), *Forum*, Juli 1961; lihat juga *F*.

Gambar 4.12

A. Liberty Plaza Proposal, New York, S.O.M., *Architecture and Engineering News*, Oktober 1972.

B. Boston Company Building, Boston, Pietro Belluschi and Emery Roth & Sons, *Building Case History 1*, Bethlehem Steel Corp., Agustus 1970.

C. First Wisconsin Center, Milwaukee, Wis., S.O.M., *Progressive Architecture*, Oktober 1972.

D. Alcoa Building, San Francisco, S.O.M., *Engineering News Record*, 1965.

G. Knights of Columbus Building (23 lantai), New Haven, Conn., Kevin Roche, John Dinkeloo and Associates, *Progressive Architecture*, September 1970.

H. Place Victoria (47 lantai), Montreal, Kanada, Moretti dan Nervi, *Canadian Architecture*, Juli 1965.

I. Liberty Plaza, New York, S.O.M., *Architecture and Engineering News*, Oktober 1972.

J. U.S. Steel Headquarters, Pittsburgh, Harrison, Abramowitz and Abbe, Architects, *Architectural Record*, April 1967.

Gambar 5.1

A. Pennley Park Apartment Building (8 lantai), Pittsburgh, *Technical Notes on Brick and Tile Construction, Case Study 24*, Structural Clay Products Institute, Februari 1966.

B. Asrama bertingkat tinggi (8 lantai), Augustana College, Sioux Falls, S.D., The Spitznagel Partners, Inc., *Contemporary Brick Bearing Wall, Case Study 22*, Structural Clay Products Institute, Oktober–November, 1969.

C. Bangunan Apartemen (3 lantai), Budapest, Hongaria, Olgyay and Olgyay, *New Structures* oleh R. Fisher, ed., McGraw-Hill, New York, 1964; lihat juga *O*.

D. Perumahan untuk para lanjut usia (11 lantai), Rock Island, Ill., E.W. Angerer dan I.J. Milani, *ASCE Journal*, September 1966.

E. Bangunan tinggi dengan sewa rendah untuk para lanjut usia (11 lantai), Macon, Ga., W.P. Thompson, Jr., *Contemporary Brick Bearing Wall, Case Study 33*, Brick Institute of America, Januari 1973.

F. Oakcrest Towers (8 lantai), Prince Georges County, Md., Bucher-Meyers and Associates, *Contemporary Brick Bearing Wall, Case Study*, Structural Clay Products Institute, Desember 1966–Januari 1967.

G. Asrama bertingkat tinggi (9 lantai), Highlands University, Las Vegas, N.M., Register, Ross dan Brunet, *Contemporary Brick Bearing Wall, Case Study 21,* Structural Clay Products Institute, Agustus–September 1969.

H. Perumahan untuk para lanjut usia (8 lantai), Canton, Ohio, Lawrence, Dykes, Goodenberger and Associates, *Contemporary Brick Bearing Wall, Case Study,* Structural Clay Products Institute, Juni 1966.

I. Bangunan Apartemen (18 lantai), Zurich, Switzerland, *Technical Notes on Brick and Tile Construction, Case Study 24,* Structural Clay Products Institute, Februari 1966.

J. Bangunan Apartemen (13 lantai), Basel, Switzerland, Clarence B. Monk, Jr dan James G. Gross, "Swiss Set Pace in Brick Bearing Wall Structures", *Progressive Architecture,* Februari 1966.

L. Holiday Inn (13 lantai), Austin, Tex., Lundgren-Maurer, *Contemporary Brick Bearing Wall, Case Study,* Structural Clay Products Institute, Mei 1966.

M. Bangunan apartemen bertingkat tinggi (16 lantai), Biel, Switzerland, *Technical Notes on Brick and Tile Construction, Case Study 24,* Structural Clay Products Institute, Februari 1966.

N. Hatfield Towers (12 lantai), London, Inggris, Messers, Buchanan, and Coulter, Acuan 5.5b.

O. Bangunan apartemen (3 lantai), Budapest, Hongaria, Olgyay dan Olgyay, *New Structures* oleh R. Fischer, ed., McGraw-Hill, New York; lihat juga *C*

Gambar 5.7

A. Bayview Terrace Apartment (25 lantai), Milwaukee, Wis., Rasche, Shroeder dan Spansy, *Architectural Record,* Agustus 1964.

B. Knights of Columbus building (23 lantai), New Haven, Conn., Kevin Roche, John Dinkeloo and Associates, *Progressive Architecture,* September 1970.

C. Asrama Ohio State University (24 lantai), Columbus, Schooley, Cornelius dan Schooley, *Forum,* November 1967.

D. Asrama University of Montreal (17 lantai), Montreal, Kanada, Papineau, Gerin-Lajoie dan LaBlanc, *The Canadian Architect,* Juli 1966.

E. Pirelli Building (34 lantai), Milan, Italia, Gio Ponti, Antonio Fornaroli, dan Alberto Rosselli, *Architectural Design,* November 1970.

F. Bangunan Kantor (50 lantai), Singapura, Architects of Team 3, *Engineering News Record,* Februari 1974.

G. Shrine of the Missionaries (210 kaki), Sault Ste. Marie, Mich., Design Associates, Inc., *Architectural and Engineering News,* Januari 1968.

H. Usulan menara (27 lantai), Milan, Italia, Alberto Rosselli, *Architectural Digest,* November 1964.

I. Bangunan Apartemen (22 lantai), Bremen, R.F. Jerman, Alvar Aalto, *Architectural Record,* Maret 1963.

J. First National Tower Building (12 lantai), Fort Collins, Colo., Marvin E. Knedler, *Progressive Architecture,* Maret 1971.

K. Menara usulan (1200 kaki), Milan, Italia, Alberto Rosselli, *Art and Architecture,* November 1964.

L. Rumah Itali (4 lantai), Paolo Portoghesi, Vittorio Gogliotti, *WERK,* Februari 1970.

M. Claredale Street building (15 lantai), London, Inggris, *Tall Buildings,* oleh A. Coull dan B. Stafford Smith, eds., Pergamon Press, London, 1967.

N. Banco de Bilbao (25 lantai), Madrid, Spanyol, *Architecture an Aujourdhui,* Desember 1971.

O. Usulan St. Mark's Tower (20 lantai), Frank Lloyd Wright, *Urban Space and Structures* oleh L. Martin dan L. March, Cambridge University Press, London, 1972.

P. Las Torres Blancas (Menara Putih), (25 lantai), Madrid, Spanyol, Javier Saenz de Oiza, *Forum*, Agustus 1968, *Architectural Design*, September 1966.

Gambar 5.10

A. Gas Building (28 lantai), Detroit, Mich., Yamasaki and Associates, *Forum*, Mei 1963.

B. Osaka Kokussi Building (32 lantai), Osaka, Jepang, Takenaka Komuten Company, *Japan Architect*, Juni 1973.

C. Boston Company Building (41 lantai), Boston, Pietro Belluschi and Emery Roth & Sons, *Building Case History 1*, Bethlehem Stell Corp., Agustus 1970.

D. Royal Bank Building (41 lantai), Montreal, Kanada, I.M. Pei, *Planning and Design of Tall Buildings*, Vol. C. ASCE, IABSE, 1972.

E. Dresser Tower di Cullen Center (40 lantai), Houston, Tex., Neuhaus dan Taylor, *Building Case History 21*, Bethlehem Steel Corp., Juni 1972.

F. Chase Manhattan Bank Building (60 lantai), New York, S.O.M., *Forum*, Juni 1961.

G. Washington Plaza Hotel (36 lantai), Seattle, Wash., John Graham and Company, 1970.

H. One Chemung Canal Plaza (7 lantai), Elmira, N.Y., Haskell dan Conner dan Frost, *Building Case History 23*, Bethlehem Steel Corp., Agustus 1972.

I. Kaiser Center (27 lantai), Oakland, Calif., Welton Becket and Associates.

J. Morningside House (20 lantai), New York, Phillip Johnson dan John Burgee, *L. Zetlin Publication*, Vol. 2, 1970.

Gambar 5.15

A. Churchill Academic Tower (11 lantai), Canisius College, Buffalo, N.Y., Leroy H. Welch, *Building Case History 18*, Bethlehem Steel Corp., Maret 1972.

B. Johnson Wax Building, Laboratory Tower (16 lantai), Racine, Wis., Frank Lloyd Wright, *Contemporary Structure in Architecture* oleh Leonard Michaels Reinhold, New York, 1950.

C. Highfield House (13 lantai), Baltimore, Md., *Forum*, April 1968.

D. Nibelungen Building (393 kaki), Frankfurt, R.F. Jerman, Acuan 5.3.b.

E. Portland Plaza Condominium (25 lantai), Portland, Ore., Daniel, Mann Johnson dan Mendenhall, *Architectural Record*, Oktober 1973).

F. Gedung B. Santiago Central Development Program (24 lantai), Santiago, Chile, Aguirre, Bolton, Prieto, Larrain, and Lorca, Acuan 5.3.

G. Menara Televisi, Bratislava, Cekoslovakia, Acuan 5.3c.

H. Menara 22, San Borja Residential Renewal Project (22 lantai), Santiago, Cili, Sandoval dan Vives, Acuan 5.3.

I. Gedung Kantor G1, Olympic Village, Munich, R.F. Jerman, Acuan 5.3b.

J. Office Building of Deutsche Krankenversicherung, Cologne, R.F. Jerman, Acuan 5.3b.

K. Australia Square (45 lantai), Sydney, Australia, Seidler and Associates, *Art and Architecture*, November 1965.

L. Tennessee Building (33 lantai), Houston, Tex., S.O.M., *Forum*, September 1963.

M. Office Building of Continental Companies (23 lantai), Chicago, C.F. Murphy and Associates, *Forum*, Mei 1963.

N. Point Royal (19 lantai), Bracknell, England, S.O.M., *Canadian Architect*, September 1964.

O. U.S. Steel Building (64 lantai), Pittsburgh, Harrison, Abramowitz, and Abbe, Architects. *Architectural Record*, April 1967.

P. Marina City Towers (60 lantai), Chicago, Bertrand Goldberg and Associates, *Building Construction*, Agustus 1961.

Q. Place Victoria (47 lantai), Montreal, Kanada, Nervi dan Moretti, *Canadian Architecture*, Juli 1965.

R. EHG Enterprises (40 lantai), Miami, Fla., James Chaplin, *Engineer*, Juli 1972.

S. I.D.S. Building (57 lantai), Minneapolis, Minn., Phillip Johnson and John Burgee and John Baker Associates, *Architectural Record*, Agustus 1970.

T. Lake Point Tower (70 lantai), Chicago, Shipporeit and Heinrich, *Forum*, November 1967.

Gambar 5.16

Sebuah Menara Biscayne (40 lantai), Miami, Fla., Fraga Associates, *Architectural Record*, Februari 1974.

Gambar 5.20

A. Brunswick Building (38 lantai, 474 kaki, beton), Chicago, S.O.M., *Architectural and Engineering News*, Oktober 1968.

B. Seattle First National Bank (50 lantai, 620 kaki, baja), Seattle, Wash., Naramore, Bain, Brady & Johnson, *Architectural Record*, Juni 1970.

C. One Shell Plaza (52 lantai, 714 kaki, beton). S.O.M., *Forum*, April 1972.

D. Tugas Mahasiswa I.I.T., "Optimizing the Structure of the Skyscraper", *Architectural Record*, Oktober 1972.

E. Hancock Building (100 lantai, 1100 kaki, baja), S.O.M. *Forum*, Juli–Agustus, 1970.

F. Standard Oil Building (83 lantai, 1136 kaki, baja), Chicago, Edward Durell Stone & Associates, *Engineering News Record*, November 1971.

G. World Trade Center (110 lantai, 1350 kaki, baja), New York, Minoru Yamasaki & Associates, *Civil Engineering Journal, ASCE*, Juni 1971.

H. Sears Building (109 lantai, 1450 kaki, baja), Chicago, S.O.M., *Civil Engineering Journal ASCE*, November 1972.

I. Alcoa Building (26 lantai), San Francisco, S.O.M., *AISC Contemporary Structures*, 1970.

J. King County Administration Building (9 lantai), Seattle, Wash., Harmon, Pray & Detrich, *Engineering News Record*, February 1970.

K. IBM Building (13 lantai), Pittsburgh, Curtis dan Davis, *Progressive Architecture*, September 1962.

Gambar 5.25

A. Usulan bangunan apartemen (80 lantai), Severud, Perrone, Strum, Conlin, dan Bandel, *Architectural Record*, Agustus 1970.

B. Usulan bangunan apartemen (92 lantai), proyek mahasiswa I.I.T., *Architectural and Engineering News*, September 1966.

Gambar 5.27

Bangunan Kantor (60 lantai), Tokyo, Nikken Sekkei, *Engineering News Record*, April 1973.

Gambar 5.28

Bangunan Kantor (40 lantai), Charlotte, N.C., Thompson, Ventulett, & Stainback, *Engineering News Record*, Oktober 1973.

Gambar 5.29

Western Pennsylvania National Bank Building (32 lantai), Pittsburgh, S.O.M., *Engineering News Record*, Agustus 1973.

Gambar 6.1

A. American Broadcasting Company Building 576 kaki 55 lantai), Los Angeles, Minoru Yamasaki & Associates *Engineering News Record*, Maret 1974.

B. Le France Building (44 lantai), Paris, France, Jean de Mailly, *Engineering News Record*, Mei 1974; *Techniques & Architecture*, Februari 1973.

C. Toronto City Hall (27 dan 20 lantai), Toronto, Kanada, Viljo Revell, *Progressive Architecture*, Maret 1963; *Engineering News Record*, Juli 1965.

D. First National Bank of Chicago (60 lantai), Chicago, C.F. Murphy Associates, The Perkins & Will Partnership *Architectural Record*, September 1970.

E. Transamerica Building (50 lantai, 853 kaki), San Francisco William L. Pereira & Associates, *Engineering News Record*, November 1971.

F. Marina City Towers (60 lantai), Chicago, Bertrand Goldberg, *Architectural Record*, September 1963.

Gambar 8.2

A. Earth Science Building (20 lantai), M.I.T., Cambridge, Mass., I.M. Pei dan Aldo Cossutta, *Building Skeletons*, Brian Shawcroft dan para mahasiswa, Student Publication of the School of Design, Vol. 17, No. 1, North Carolina State University, 1967.

B. Houston Lighting and Power Company Electric Tower (27 lantai), Houston, Tex., Wilson, Morris, Cain and Anderson, *Building Report*, Vol. 4, No. 1, American Iron and Steel Institute.

C. St. James Apartments (7 lantai), Treasure Island, Fla., Edward Hanson, *Structural Report, United States Steel*, September 1972.

D. Two Turtle Creek Village (21 lantai), Dallas, Tex., George L. Dahl, *Building Case History 20*, Bethlehem Steel Corp., Mei 1972.

E. Braniff Building (10 lantai), Dallas, Tex., Lane, Gamble and Associates, *Save with Steel in Multi-Story Buildings*, AISC, Desember 1965.

F. Columbus and Southern Ohio Electric Building (9 lantai), Columbus, Ohio, Edgar I. Williams, *Save with Steel in Multi-Story Buildings*, AISC, Desember 1965.

G. Wayne-Manchester Towers (8 lantai), Silver Spring, Md., Cohen, Haft and Associates, *Save with Steel in Multi-Story Buildings*, AISC, Desember 1965.

H. Henry J. Pariseau Apartments (11 lantai), Manchester, N.H. Isaak dan Moyer, *Building Case History 30*, Bethlehem Steel Corp., Juli 1973.

I. 345 East 56th Street Building (21 lantai), New York, Schuman dan Lichtenstein, *Save with Steel in Multi-Story Buildings*, AISC, Desember 1965.

J. Parklane Towers (15 lantai), Dearborn, Mich., Rossetti and Associates, *Building Case History 19*, Bethlehem Steel Corp., April 1972.

K. Boston Company Building (41 lantai), Boston, Pietro Belluschi and Emery Roth & Sons, *Building Case Hostory 1*, Bethlehem Steel Corp., Agustus 1970.

L. U.S. Steel Office Building (64 lantai), Pittsburgh, Harrison, Abramowitz and Abbe, Architects, *American Society of Civil Engineering Journal*, April 1970.

M. One Shell Plaza (52 lantai), Houston, Tex., S.O.M. *Planning and Design of Tall Buildings*, Vol C. ASCE, IABSE, 1972.

N. Standard Oil of Indiana Building (83 lantai), Chicago Edward Durell Stone and the Perkins and Will Corp. *Journal of the Structural Division, ASCE*, April 1973.

O. Sears Tower (109 lantai), Chicago, S.O.M., *The Engineering Journal, AISC*, Kuartal Ketiga, 1973.

Gambar 8.3

A. Kingsway Development (15 lantai), London, Inggris. R. Seifer and Partners, *Planning and Design of Tall Buildings*, Vol. C, ASCE, IABSE, 1972.

B. CNA Regional Office Building (19 lantai), Orlando, Fla., Reynolds, Smith dan Hills, *Building Case History 13*, Bethlehem Steel Corp., Oktober 1971.

C. Poudre Valley National Bank (10 lantai, termasuk tambahan di kemudian hari), Fort Collins, Colo., James M. Hunter and Asscociates, *PCI Journal*, Oktober 1967.

D. One Chemung Canal Plaza (7 lantai), Elmira, N.Y., Haskell and Conner and Frost, *Building Case History 23*, Bethlehem Steel Corp., Agustus 1972.

E. Tower Building in Australia Square (45 lantai), Sydney, Australia, Seidler and Associates, *Planning and Design of Tall Buildings*, Vol. C, ASCE, IABSE, 1972.

F. M.L.C. Centre Proposal (65 lantai), Sydney, Australia, Seidler and Associates, *Planning and Design of Tall Buildings*, Vol. C, ASCE, IABSE, 1972.

G. Knights of Columbus Building (23 lantai), New Haven, Conn., Kevin Roche, John Dinkeloo Associates, *Progressive Architecture*, September 1970.

H. Millbanc Tower Block (34 lantai), London, Inggris, Ronald Ward and Partners, *Structural Engineer*, Januari 1962.

I. Churchill Academic Tower (11 lantai), Canisius College, Buffalo, N.Y., Leroy H. Welch, *Building Case History 18*, Bethlehem Steel Corp., Maret 1972.

Gambar 8.4

A. Life and Casualty Insurance Building (30 lantai), Nashville, Tenn., *Engineering News Record*, September 1956.

B. Gensert, R.M., "High-Rise Apartment Structures of Steel," *Architectural and Engineering News*, November 1968; *Architectural Record*, November 1964.

C. Tower Building (18 lantai), Little Rock, Ark., Harry A. Barry and Dallas and E.E. Withraw, *Save with Steel in Multi-Story Buildings*, AISC, Desember 1965.

D. IBM Building (13 lantai), Pittsburgh, Curtis and Davis, United States Steel, Agustus 1963.

E. World Trade Center (10 lantai), New York, Minoru Yamasaki and Associates and Emery Roth & Sons, *Contemporary Steel Design*, AISI, Vol. 1, No. 4, 1965.

F. Equitable Life Building (25 lantai), San Francisco, *Design of Steel Structures*, 2nd ed., oleh Boris Bresler, T.Y. Lin, dan John B. Scalzi, Wiley, 1968.

Gambar 8.5

A. Standard Oil of Indiana Building (83 lantai), Chicago, Edward Durell Stone and The Perkins and Will Corp., *Structural System—Standard Oil of Indiana Building* oleh Alfred E. Picardi, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 99, No. ST4, April 1973.

B. World Trade Center (110 lantai), New York, Minoru Yamasaki and Associates and Emery Roth & Sons, *Contemporary Steel Design*, AISI, Vol. I, No. 4, 1965.

C. Jacob Grossman dan Robert Rosenwasser, "Composite Design Cuts Costs," *Modern Steel Construction*, AISC, Kuartal Keempat, 1969.

D. Dresser Tower di Cullen Center (40 lantai), Houston, Tex., Neuhas dan Taylor, *Building Case History 21*, Bethlehem Steel Corp., Juni 1972.

E. Anthony F. Nassetta, "A New Look at Office Buildings: 3, Floor Systems, Wind Bracing, Fire Protection," *Architectural and Engineering News*, November 1968.

Gambar 10.2 sampai 10.11

A. City Hall Center, Marl, Germany, J.H. van den Brock & J.B. Bakema, *Engineering News Record*, Mei 1965.
B. Lincoln Income Life Insurance Co., Louisville, Ky., Taliesin Associated Architects of the F.L.W. Associates, *Building Report*, AISI, Vol. 2, No. 2.
C. Standard Bank Building, Johannesburg, South Africa, A. Hentrick and Mallows, Strucke, Harrison, Riche & Partners, *Engineering News Record*, November 1968.
D. Holiday Inn, Huntington, W.Va., Cann-Termohlen, dengan International Environmental Dynamics, *Engineering News Record*, April 1973.
E. Security National Bank, Huntington, N.Y., The Eggars Partnership-Lev Zetlin Associates, *Building Design and Construction*, Juni 1971.
F. Lincoln Savings and Loan Association, Sherman Oaks, Calif., Deasy and Bolling, *Modern Steel Construction, AISI*, Kuartal keempat, 1966.
G. Armstrong Rubber Company, New Haven, Conn., Marcel Breuer and Robert Gatje, *Building Case History 4*, Bethlehem Steel Corp., Agustus 1970.
H. Phillips Administration Building, Eindhoven, Belanda, Verhave, Luit dan deJong.
I. British Petroleum Ltd., Antwerp, Belgium, Leon M.J.R. Stynen, Paul de Meyer and J. Reusens, Progressive Architecture, September 1961.
J. Ohil Presbyterian Homes, Rockynol, Ohio, Samborn, Steketee, Otis dan Evans, *Engineering News Record*, Desember 1961.
K. Westcoast Office Building, Vancouver, B.C., Kanada, Rhone dan Iredale and B. Babicki and Associates, *Engineering News Record*, Juni 1969; *Progressive Architecture*, Oktober 1969.
L. Bavarian Motor Works, Munich, R.F. Jerman, Karl Schwanzer, *Engineering News Record*, Maret 1971; *Architectural Record*, Juli 1973.
M. Federal Reserva Bank of Minneapolis, Minn., Gunnar Birkerts and Associates, *Architectural Record*, Oktober 1971; *Architectural Record*, November 1973; *Engineering News Record*, November 1973.

bab 2

2.1 American Society of Civil Engineers, International Association for Bridge and Structural Engineering: Proceedings of the International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Vol. 1b, *Tall Building Criteria and Loading*, Lehigh University, Bethlehem, Pa., 1972.

a. Johnson, Sidney M., "Dead, Live and Construction Loads", *State of Art Report*, No. 3.
b. Mainstone, Rowland J., "Internal Blast", *State of Art Report*, No. 6.
c. Mitchell, G.R., "Loadings on Buildings," *State of Art Report*, No. 2a.
d. Newmark, Nathan M., "External Blast," *State of Art Report*, No. 7.
e. Reese, Raymond C., "Gravity Loads and Temperature Effects," *Theme Report*

2.2 Aynsley, Richard M., "Wind Effects Around Buildings", *Architectural Science Review*, Maret 1972.
2.3 Aynsley, Richard M., "Wind Effects on High and Lowrise Housing", *Architectural Science Review*, September 1973.
2.4 Berg, Glen V., "Designing for Earthquakes", *Contemporary Steel Design*, Vol. 2, No. 3, American Iron and Steel Institute, New York.
2.5 Brisker, Sydney H., "With Wind Tunnels, Design Is a Breeze", *Progressive Architecture*, Maret 1967.
2.6 Chang, Fu-kuei., "Human Response to Motions in Tall Building", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 99, No. ST6, Juni 1973.
2.7 Coull, A. dan Smith, B. Stafford, ed., *Tall Buildings*, Pergamon Press, London, 1967.

a. Davenport, A.G., "The Treatment of Wind Loading on Tall Building".

2.8 "Dampers Blunt the Wind's Force on Tall Building", *Architectural Record*, September 1971.
2.9 Degenkolb, Henry J., "Earthquake Force on Tall Structures", Bethlehem Steel, Booklet 2717, 1970.
2.10 Dym, Clive L. and Klabin, Don., "Architectural Implications of Structural Vibration", *Architectural Record*, September 1975.
2.11 Fintel, Mark and Khan, Fazlur R., "Thermal Effects of Column Exposure in Highrise Structures", *Building Research*, September-Oktober, 1967.
2.12 Hansen, Robert J., Reed, John W., and Vanmarcke, Erik H., "Human Response to Wind-Induced Motion of Buildings", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 99, No. ST7, Juli 1973.
2.13 International Conference of Building Officials: Uniform Building Code, Section 2312, edisi 1967.
2.14 O'Hare, Michael, "Designing with Wind Tunnels", *Forum, April 1968*
2.15 O'Hare, Michael, "Wind Whistles Through M.I.T. Tower", *Progressive Architecture*, Maret 1967.
2.16 Rutes, W.A., "A New Look at Office Buildings: 2", *Architectural and Engineering News*, Oktober 1968.
2.17 State of New York, Housing and Building Code Bureau, *State Building Construction Code*, Albany, 1972.
2.18 Steinbrugge, Karl V., "Earthquake Damage and Structural Performance in the United States", *Robert L. Wigel, Ed.*: Earthquake Engineering, *Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1970*
2.19 "Temperature Effects on Tall Steel Framed Buildings", AISC Journal *Oktober 1973*

a. Khan, F.R., dan Nasetta, A.F., "Design Considerations", Part 3.
b. McLaughlin, E.R., "Response of Steel Columns to Temperature Exposure", Part 1.

2.20 "Wind, Sun, Rain and the Exterior Wall", *Architectural Record*, Special Report No. 2, September 1967.
2.21 Yanev, Peter, *Peace of Mind in Earthquake Country*, Chronicle Books, San Francisco, 1974.

bab 3

3

3.1 American Society of Civil Engineers, International Association for Bridge and Structural Engineering: Proceedings of the International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Vol. 1a, *Tall Building Systems and Concepts*, Lehigh University, Bethlehem, Pa., 1972.

a. Daryanani, Sital, "Heating, Ventilating and Air Conditioning (HVAC", *State of Art Report*, No. 2, Technical Committee No. 2.
b. Fitzsimons, Neal, "The History and Philosophy of Tall Buildings", *State of Art Report*, No. 1.
c. Halpern, Richard C., "Control of the Construction Process", *State of the Art Report*, No. 2. Technical Committee No. 4.
d. Kozak, Jiri, "Structural Systems of Tall Buildings with Core Structures", *State of Art Report*, No. 8.
e. Steyert, Richard D., "The Economics of Highrise Apartment Buildings", *State of Art Report*, No. 4A. Technical Committee No. 1.
f. Thoma, Rudiger, "Service Systems in Relation to Architecture", *State of Art Report*, No. 1.
g. White, Edward E., "Foundations", *State of Art Report*, No. 4A. Technical Committee No. 4.

3.2 Farkas, Nicholas, "Selecting the Framing System", *Architectural and Engineering News*, September 1966.
3.3 Giedion, Sigfried, *Space, Time and Architecture, ed. ke-5, Harvard University Press, Cambridge, Mass., 1967.*
3.4 Ruderman, James, "Comparing Highrise Structural Systems", *Architectural and Engineering News*, September 1965.

3.5 Thomsen, Charles, "How High to Rise", *AIA Journal*, April 1965.

bab 4

4.1 American Society of Civil Engineers, International Association for Bridge and Structural Engineering: Proceedings of the International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Vol. III, *Structural Design of Tall Concrete and Masonry Buildings*, Lehigh University, Bethlehem, Pa., 1972.

a. Brakel, J., "List of Limit States", *State of the Art Report*, No. 2

4.2 Coull, A. dan Smith, Stafford, B., ed.: *Tall Buildings*, Pergamon Press, London, 1967.

a. Frischmann, Wilem W. dan Prabhu, Sudhakar A., "Planning Concepts Using Shear Walls".
b. Frischmann, Wilem W. dan Prabhu, Sudhakar S., "Shear Wall Structure: Design and Construction Problems".

4.3 Engel, Heinrich, *Structure Systems*, Praeger, New York, 1967.
4.4 Gaylord, Edwin H., Jr., dan Gaylord, Charles N., *Design of Steel Structures*, ed. ke-2, McGraw-Hill, New York, 1972.
4.5 Henn, Walter, *Buildings for Industry*, Vol. 1, "Plans, Structures and Details", Iliffe Books, London, 1965.
4.6. *Precasi and Prestressed Concrete, PCI Design Handbook*, Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1971.
4.7 "Research Leads to a Bolder Expression of the Steel Frame", *Architectural Record*, Juli 1973.
4.8 Rutes, W.A., "A New Look at Office Buildings: 2," *Architectural and Engineering News*, Oktober 1968.
4.9 Salvadori, Mario dan Levy, Matthys, *Structural Design in Architecture*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1967.
4.10 Siegel, Curt, *Structure and Form in Modern Architecture*, Reinhold, New York, 1962.

5.1 American Concrete Institute Committee 442: "Response of Building to Lateral Forces", No. 68-11, American Concrete Institue Journal, February 1971.
5.2 American Institute of Steel Construction: "Less Steel per Square Foot", *Modern Steel Construction*, Kuartal Pertama, 1972.
5.3 American Society of Civil Engineers, International Association for Bridge and Structural Engineering: Proceedings of the International Conference of Planning and Design of Tall Buildings Vol. 1a: *Tall Building Systems and Concepts*, Lehigh University, Bethlehem, Pa., 1972.

a. Christiansen, John V., "Cast in Place Reinforced Concrete Systems", *State of Art Report*, No. 2.
b. Konig, Ger, "Cast in Place Reinforced Concrete Systems", *State of Art Report*, No. 7.
c. Kozak, Jiri, "Structural Systems of Tall Buildings with Core Structures", *State of Art Report*, No. 8.
d. Yorkadale, Alan, "Masonry Building Systems", *State of Art Report*, No. 9.

5.4 ASCE, IABSE: Proceedings of the International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Vol. II, *Structural Design of Tall Steel Buildings*, Lehigh University, Bethlehem, Pa., 1972.

a. Iyengar, S. Hal, "Preliminary Design and Optimization of Steel Building Systems", *State of Art Report*, No. 3.
b. Scalzi, John B. dan Arndt, Arthur P., "Plate Wall Cladding", *State of Art Report*, No. 3B.

5.5 ASCE, IABSE, Proceedings of the International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Vol. III, *Structural Design of Tall Concrete and Masonry Buildings*, Lehigh University, Bethlehem, Pa., 1972.

a. Smith, Bryan Stafford and Coull, Alex, "Elastic Analysis of Tall Concrete Buildings", *State of Art Report*, No. 1.
b. Sutherland, R.J.M., "Structural Design of Masonry Buildings", *State of Art Report*, No. 4.

5.6 Belford, Don, "Composite Steel: Concret Building Frame", *Civil Engineering Journal, ASCE*, Vol. 42, No. 7, Juli 1972.
5.7 Coull, A. dan Smith, B. Stafford, ed., *Tall Buildings*, Pergamon Press, London, 1967.

a. Khan, Fazlur R., "Current Trends in Concrete Highrise Buildings", Lampiran I.
b. Robertson, Leslie E., "On Tall Buildings", Lampiran II.

5.8 Dikkers, Robert D., "Brick Bearing Walls for Multistory Structures", *Civil Engineering Journal, ASCE*, September 1966.
5.9 Fridlander, Gordon D., "New Horizons in Structural Steel", *AIA Journal*, Februari 1972.
5.10 Gensert, Richard M., "Apartment Framing to Resist Wind", *Architectural Record*, Januari 1963.
5.11 Gensert, Richard M., "Highrise Apartment Structures of Masonry", *Architectural Record*, Februari 1965.
5.12 Genser, Richard M., "Versatile Structures for Apartment Framing", *Architectural Record*, Juli 1964.
5.13 Khan, Fazlur, "The Bearing Wall", *Architectural and Engineering News*, September 1966.
5.14 Khan, Fazlur, "The Bearing Wall Comes of Age", *Architectural and Engineering News*, Oktober 1968.
5.15 Khan, Fazlur R., "The Future of Highrise Structures", *Progressive Architecture*, November 1972.
5.16 Maesai, John, *Highrise Apartment Buildings: A Design Primer*, John Maesai Publisher, Chicago, 1972.
5.17 "Optimizing Structural Design in Very Tall Buildings", *Architectural Record*, Agustus 1972.
5.18 "Optimizing the Structure of the Skyscraper", *Architectural Record*, Oktober 1972.

5.19 Scalzi, John B., "Drift in Highrise Steel Framing", *Progressive Architecture*, April 1972.
5.20 "Staggered Truss Framing Systems for Highrise Buildings", United States Steel Technical Report, Mei 1971.
5.21 Tarics, Alexander G., "Concrete-Filled Steel Columns for Multistory Construction", *Modern Steel Construction, AISC*, Vol. 12 Kuartal Pertama, 1972.
5.22 Viest, Ivan, Chairman, "Composite Steel-Concrete Construction", Subcommittee on the State of the Art Survey, Task Committee on Composite Construction, of the Committee on Metal, Structural Division, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 100, No. ST5, Proc. Paper 10561, Mei 1974.

Bab 6

6.1 "Dampers Blunt the Wind's Force on Tall Buildings", *Architectural Record*, September 1971.
6.2 Khan, Fazlur: "The Future of Highrise Structures", *Progressive Architecture*, Oktober 1972.
6.3 Robertson, Leslie: "Heights We Can Reach", *AIA Journal*, Januari 1973.
6.4 Scalzi, John B., "Drift in Highrise Steel Framing", *Progressive Architecture*, April 1972.
6.5 Zuk, William: "Kinetic Structures", *Civil Engineering Journal, ASCE*, Desember 1968.

Bab 7

7.1 Anderson, Paul dan Nordby, Gene M., *Introduction to Structural Mechanics*, Ronald Press, New York, 1960.
7.2 Ben-Arroyo, Abraham, "Preliminary Wind Analysis of Multistory Bents", *AISC Engineering Jorurnal*, Januari 1970.
7.3 Fisher, R., ed., *New Structures*, McGraw-Hill, New York, 1964.

a. Davidson, R.L. dan Monk, C.B., "Thin Brick Walls Are the Only Support in a Design for Multi-Story Buildings".

7.4 Gaylord, Edwin H., Jr. dan Gaylord, Charles N., *Design of Steel Structures, ed. ke-2, McGraw-Hill, New York, 1972.*
7.5 Grogan, John C., "Load Bearing Brick Walls", *Architectural and Engineering News*, Juli 1966.

7.7 Hong, Morris L., "Designing Steel Columns: A Simplifie Method", *Architectural and Engineering News*, September 1966.
7.8 Howard, Seymour H., Jr., *Structure: An Architect's Aproach*, McGraw-Hill, New York, 1966.
7.9 McCormac, Jack C., *Structural Analysis*, ed. ke-2, Intext, Scranton, Pa., 1967.
7.10 McCormac, Jack C., *Structural Steel Design, ed. ke-2, Intext, Scranton*, Pa., 1971.
7.11 Morris, Charles Head dan Benson, Wilbur, *Elementary Structural Analysis, ed. ke-2, McGraw-Hill*, New York, 1960.
7.12 "Preminary Design of the Contemporary Bearing Wall", *Technical Notes on Brick and Tile Construction, 24A*, Structural Clay Products Institute, Maret-April, 1966.
7.13 *Recommended Practice for Engineered Brick Masonry*, Structural Clay Products Institute, 1969.
7.14 Richardson, Gordon and Associates, "Welded Tier Building", *United States Steel Structural Report*, Mei 1963.
7.15 Salvadori, Mario dan Levy, Matthys, *Structural Design in Architecture*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1967.
7.16 *State Building Construction Code*, State of New York, Housing and Building Code Bureau, Albany, Juli 1972.
7.17 White, Richard N., Gergely, Peter, dan Sexsmith, Robert G., *Structural Engineering*, Vol. 1: *Introcuction to Design Concepts and Analysis*, Wiley, New York, 1972.

Bab 8

8.1 "Composite Structures: Definition and Types," *The Architects' Journal*, Juli 1973.
8.2 Dallaire, E.E., "Cellular Steel Floors Mature," *Civil Engineering Journal, ASCE*, Juli 1971.
8.3 Henn, Walter: *Buildings for Industry*, Vol. 1, "Plans, Structures and Details," Iliffe Books, London, 1965.
8.4 Iyengar, Hal S., "Bundled-tube Structure for Sears Tower," *Civil Engineering Journal, ASCE*, November 1972.
8.5 Khan, Fazlur: "The Bearing Wall Comes of Age," *Architectural and Engineering News*, Oktober 1968.
8.6 Macsai, John: *Highrise Apartment Building—A Design Primer*, John Macsai Publisher, Chicago, 1972.
8.7 Nassetta, F. Anthony: "A New Look at Office Buildings: 3, Floor System, Wind Bracing, Fire Protection," *Architectural and Engineering News*, November 1968.
8.8 Salmon, G.C. and Johnson, J.E.: *Steel Structures Design and Behavior*, Intext, Scranton, Pa., 1971.
8.9 Subcommittee on the State of the Art Survey, of the Task Committee on Composite Construction: "Composite Steel-Concrete Construction," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 100, No. ST5, Proc. Paper 10561, Mei 1974.

Bab 9

9.1 *Architectural Precast Concrete*, Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1973.
9.2 *Building Blocks: Design Potentials and Constraints*, Office of Regional Resources and Development Center for Urban Development Research, Cornell University, Ithaca, N.Y., 1971.
9.3 Cutler, S. Laurence and Cutler, S. Sherrie, *Handbook of Housing Systems for Designers and Developers*, Van Nostrand Reinhold, New York, 1974.
9.4 Henn, Walter, *Buildings for Industry*, Vol. 1, "Plans, Structures and Details", Iliffe Books, London, 1965.
9.5 Konez, Tihamer, *Manual of Precast Concrete Construction*, Bauverlag GmBH, Wisbaden, R.F. Jerman.

a. Vol. 1, *Principles—Roof and Floor Units—Wall Panels*, 1968.
b. Vol. 2, *Industrial Shed-type and Lowrise Buildings - Special Structures*, 1971.
c. Vol. 3, *System Building with Large Panels*, 1970.

9.6 *The New Building Block: A Report on the Factory-Produced Dwelling Module*, Research Report No. 8, Center for Housing and Environmental Studies, Cornell University, Ithaca, N.Y., 1968.
9.7 "Pre-Fab Metal Walls", *American Metal Market-Metalworking News*, Juli 17, 1973.
9.8 Reidelbach, A.J., Jr., *Modular Housing in the Real*, Modco, Annandale, Va., 1970.
9.9 Svec, J.J. and Jeffers, P.E., ed., *Modern Masonry Panel Construction Systems*, Cahner, Boston, 1972.
9.10 "Systems Building", *Engineering News Record*, 30 Oktober 1969.
9.11 "Toward More Effective Use of Aluminium: A Thin-Skin Loadbearing Wall", *Architectural Record*, Januari 1970.

Bab 10

10.1 "Cape Kennedy", *Architectural Forum*, Januari - Februari 1967.
10.2 Cook, Peter, *Experimental Architecture*, Universe Books, New York, 1970.
10.3 Dahinden, Justus, *Urban Structures of the Future*, Praeger, New York, 1972.
10.4 Engel, Heinrich, *Structure Systems*, Praeger, New York, 1968.
10.5 Gunschel, Gunter, "Systems Geodesiques Composites", *Techniques and Architecture*, Februari 1973.

10.6 Brosur Pameran Kunstverein, Hannover, *Kenneth Snelson*, Hannover, R.F. Jerman, 1971.
10.7 "Kurokawa and his Capsules", *Architectural Record*, Februari 1973.
10.8 Lehman, Conrad Roland, "Multi-Story Suspension Structures", *Architectural Design*, November 1963.
10.9 Minke, Gernot, "Hanging Flats", *Architectural Design*, April 1968.
10.10 Pohl, Jens G. dan Cowan, J.H., "Multi-story Air-Supported Building Construction", *Build International*, Maret-April, 1972.
10.11 Smith, Peter R. dan Pohl, Jens G., "Pneumatic Construction Applied to Multistory Buildings", *Progressive Architecture*, September 1970.
10.12 Swenson, Alfred, "The 150-Story Superframe Tower", *Architectural Forum*, September 1971.
10.13 Tigerman, Stanley, "Instant City", *Arts and Architecture*, Juni 1966.